UNICIT
UNIVERSIDAD IBEROAMERICANA
DE CIENCIA Y TECNOLOGIA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

Línea de Investigación: Ingeniería Estructural

Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro" empleando mampostería confinada

Monografía para optar al título de: Ingeniero Civil

Autores:

Br. Yamil Gabriel Montenegro Palacios

Br. Ricardo Abraham Chávez Lorío

Br. Laurens Jesús Esteban Campos

Docente:

Ing. Javier Delgado Cordero

Asesor:

Ing. Dexter Justin Jaime Martínez

Managua, Nicaragua

23 de Julio del 2026

I. Acrónimos y Siglas

- **ACI**: Instituto Americano del Concreto (*American Concrete Institute*).
- **AISI**: Instituto Americano del Hierro y el Acero (*American Iron and Steel Institute*).
- **ASCE**: Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (*American Society of Civil Engineers*).
- **DME**: Método Dinámico Modal Espectral.
- **EERI**: Instituto de Investigaciones de Ingeniería Sísmica (*Earthquake Engineering Research Institute*).
- **ETABS**: *Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems*.
- **FLE**: Fuerza Lateral Equivalente.
- **IAEE**: Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica (*International Association for Earthquake Engineering*).
- **INETER**: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales.
- **LRFD**: Diseño por Factores de Carga y Resistencia (*Load and Resistance Factor Design*).
- **MP-001**: Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería.
- **MTI**: Ministerio de Transporte e Infraestructura.
- **NICEE**: Centro Nacional de Información de Ingeniería Sísmica (*National Information Centre of Earthquake Engineering*).
- **NSCM**: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua.
- **NTC**: Normas Técnicas Complementarias.

- **NTON**: Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense.
- **PGA**: Aceleración Pico del Terreno (*Peak Ground Acceleration*).
- **PUCP**: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- **RIBUNI**: Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- **RNC-07**: Reglamento Nacional de la Construcción 2007.
- **SAP2000**: *Structural Analysis Program 2000*.
- **SEI**: Instituto de Ingeniería Estructural (*Structural Engineering Institute*).
- **SINAPRED**: Sistema Nacional para la Prevención, Mitigación y Atención de Desastres.
- **UNI**: Universidad Nacional de Ingeniería.

II. Dedicatoria

A mi madre, Verónica Palacios, por forjar mi carácter con un amor inquebrantable a través de su constante sacrificio. Hoy quiero honrar tus cicatrices y tu noble labor como enfermera, reconociendo que las mismas manos que cuidan a otros fueron las que renunciaron a tanto para asegurarme un futuro. Este logro es la prueba más hermosa de que tu incansable lucha no fue en vano y lleva tu nombre tanto como el mío.

A mi hermana Silvia Montenegro y a Maurizio Barbero, por ser piezas clave en mi preparación; gracias por su consuelo, por creer en mí ante la adversidad y por brindarme generosamente las herramientas y el respaldo para que este sueño no se detuviera. Finalmente, a mi sobrina Ariadna Barbero, con el profundo anhelo de que estas palabras trasciendan en el tiempo para demostrarte que vienes de una familia que no se rinde, y que el trabajo duro siempre rinde frutos.

Yamil Gabriel Montenegro Palacios

Dedico este trabajo, en primer lugar, a Dios y a la Santísima Virgen María, por darme la sabiduría y la fortaleza para alcanzar esta meta. A mis padres, Ricardo y Francis Teresa, pilares fundamentales de mi formación, por su amor incondicional, sus sacrificios y por enseñarme el valor del esfuerzo. A mis hermanos, Oslyd, Marcos Antonio y Carlos Fernando, por su constante aliento, comprensión y compañía. Este logro es un reflejo de su apoyo; gracias por hacer este sueño realidad.

Ricardo Abraham Chávez Lorío

Dedico este trabajo con profunda gratitud a Dios por otorgarme la sabiduría, fortaleza y perseverancia para culminar esta importante etapa. A mis padres, Laurens Esteban Narváez y Maritza del Carmen Campos, por su amor incondicional, sacrificios, consejos y por ser pilares fundamentales que impulsaron mi formación.

Laurens Jesús Esteban Campos

III. Agradecimientos

Al llegar a la culminación de esta etapa tan importante en nuestras vidas, miramos hacia atrás y reconocemos que este logro no es únicamente nuestro. Es el resultado del apoyo, la paciencia y el cariño de muchas personas e instituciones que caminaron a nuestro lado a lo largo de toda nuestra carrera.

En primer lugar, queremos expresar nuestra más sincera gratitud a nuestro tutor, el Ing. Civil Dexter Jaime Martínez. Más allá de su indudable capacidad técnica, le agradecemos su infinita paciencia, su calidad humana y el tiempo invaluable que nos dedicó. Sus consejos y su cercanía no solo fueron fundamentales para entender nuestra investigación, sino que nos inspiraron a ser mejores profesionales.

Hacemos un reconocimiento muy especial y lleno de aprecio a los profesores Javier Delgado Cordero y Javier Delgado Moreira. Ustedes son de esos excelentes docentes que dejan huella. Gracias por ir mucho más allá de los libros de texto, por su vocación incansable y por transmitirnos esos valores, consejos y conocimientos que hoy conforman los cimientos más sólidos de nuestra formación como ingenieros civiles.

De igual forma, queremos tomar un momento para valorar el hecho de habernos consolidado como equipo. Detrás del rediseño del Centro Escolar El Faro hay incontables horas de desvelo, días de mucha exigencia, momentos de estrés y también de mucha amistad. Este proceso nos enseñó el verdadero valor de la perseverancia y nos demostró que el compañerismo hace que cualquier reto académico sea mucho más llevadero.

Finalmente, el agradecimiento más profundo y emotivo va dirigido a nuestras familias y seres queridos. Gracias por comprender nuestras ausencias durante las horas de estudio, por darnos ánimos cuando el cansancio pesaba y por creer en nosotros de forma incondicional. Este logro también es de ustedes, porque sin su amor, sus sacrificios y su soporte constante, este gran sueño jamás se habría hecho realidad.

IV. Resumen

La presente investigación tuvo como objetivo desarrollar el rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano “El Faro” en la ciudad de Managua, Nicaragua, mediante la proyección de una nueva edificación escolar que emplea mampostería confinada como sistema resistente principal. El estudio se fundamentó en un enfoque cuantitativo y determinista. La metodología consistió en el levantamiento físico de los tres bloques proyectados y la construcción de sus modelos digitales tridimensionales. A través de una verificación normativa comparativa, se ejecutó un análisis dinámico modal espectral apoyado en herramientas computacionales especializadas (ETABS, SAP2000 y Mathcad Prime), en estricto cumplimiento con la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM), el Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19, la Norma Técnica Complementaria (NTC), la Norma Mínima de Mampostería MP-001 y las especificaciones AISI para acero conformado en frío. Los hallazgos demuestran que la intervención estructural propuesta garantiza la estabilidad y seguridad global de la nueva edificación escolar. La configuración geométrica logró la masa modal participativa exigida, erradicando irregularidades torsionales. Asimismo, el sistema sismorresistente propuesto controla eficazmente la deformabilidad de la estructura, manteniendo las derivas de entrepiso por debajo de los límites máximos permitidos y asegurando que las cargas transmitidas a la cimentación no excedan la capacidad portante admisible del suelo. Se concluye que el rediseño proporciona una solución técnica óptima para proteger esta infraestructura de ocupación esencial ante demandas sísmicas extremas.

V. Abstract

The main objective of this research was to develop the structural seismic-resistant redesign of the “El Faro” Christian School in Managua, Nicaragua, through the projection of a new school building that employs confined masonry as its primary lateral-resisting system. The study was based on a quantitative and deterministic approach. The methodology consisted of the physical survey of the three projected blocks and the construction of their three-dimensional digital models. Through a comparative code-based verification, a modal response spectrum dynamic analysis was carried out using specialized computational tools (ETABS, SAP2000 and Mathcad Prime), in strict compliance with the Seismic Design Code for the City of Managua (NSCM), the ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete, the Masonry Technical Code (NTC), the Minimum Masonry Design Standard MP-001 and AISI specifications for cold-formed steel. The findings show that the proposed structural intervention ensures the overall stability and safety of the new school building. The adopted geometric configuration achieved the required participating modal mass, eliminating torsional irregularities. Likewise, the proposed seismic-resistant system effectively controls the deformability of the structure, keeping interstory drifts below the maximum allowable limits and ensuring that the loads transmitted to the foundation do not exceed the adopted allowable bearing capacity of the soil. It is concluded that the redesign provides an optimal technical solution to protect this special-occupancy infrastructure against extreme seismic demands.

Índice

1. Introducción 1

2. Contextualización del Problema 4

3. Planteamiento del Problema 9

4. Justificación del estudio 11

5. Objetivos 14

5.1. Objetivo general 14

5.2. Objetivos específicos 14

6. Hipótesis 16

7. Alcance y Limitaciones 17

7.1. Alcance 17

7.2. Limitaciones 18

8. Marco teórico 21

8.1. Estado del Arte 21

8.1.1. Introducción al Estado del Arte 21

8.1.2. Evolución del Tema 22

8.1.3. Investigaciones Internacionales 23

8.1.4. Estudios Regionales y Centroamericanos 24

8.1.5. Investigaciones Nacionales 26

8.1.6. Síntesis Crítica y Vacío de Investigación 27

8.2. Perspectiva Teórica Asumida 30

8.2.1. Introducción del Enfoque Teórico 30

8.2.2. Fundamentación Teórica 30

8.2.3. Justificación de la Perspectiva 31

8.2.4. Aplicación a la Investigación 32

8.3. Revisión de Literatura Previa 33

8.3.1. Evolución de la Demanda Sísmica y Normativas Locales 33
8.3.2. Modelado Elástico y Método Dinámico Modal Espectral 34
8.3.3. Sistema de Confinamiento de Concreto Reforzado según ACI 318-19 34
8.3.4. Diseño de Mampostería Confinada según NTC y la MP-001 35
8.3.5. Optimización de Masa mediante Cubiertas Ligeras (AISI).....36
8.3.6. Irregularidades Estructurales en Bloques Adyacentes 36
8.3.7. Centros Escolares y Criterios de Diseño Educativo.....37
8.3.8. Análisis de Fortalezas y Debilidades Metodológicas 37
8.4. Marco Conceptual 40
8.5. Variables e indicadores 47
9. Metodología de la Investigación 51
9.1. Enfoque de la Investigación.....51
9.2. Diseño de Investigación.....51
9.3. Población y Muestra 52
9.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos 53
9.5. Procedimientos (Etapas de trabajo de campo) 54
9.6. Métodos de Análisis Numérico Estructural y Verificación Normativa Comparativa.....55
10. Resultados..... 56
10.1. Resultados del objetivo específico 1.....56
10.1.1. Geometría estructural: Vistas en planta y elevación de los bloques 1, 2 y 3.....58
10.1.2. Criterios de carga adoptados en el modelo numérico.....66
10.1.3. Análisis y diseño estructural de los bloques 1 y 3.....75
10.1.4. Análisis y diseño estructural del bloque 2.....76
10.2. Resultados del objetivo específico 2.....79
10.2.1. Diseño de elementos de concreto reforzado (bloques 1 y 3).....79
10.2.2. Diseño de elementos de concreto reforzado (bloque 2) 80

10.2.3. Diseño de elementos de acero conformado en frío 82
10.2.4. Revisión de presiones en el suelo (Bloque 1 y 3) 83
10.2.5. Revisión de presiones en el suelo (Bloque 2) 83
10.3. Resultados del objetivo específico 3 85
10.3.1. Diseño de mampostería confinada (Bloque 1 y 3) 85
10.3.2. Diseño de mampostería confinada (Bloque 2) 96
10.4. Resultados del objetivo específico 4 106
10.5. Resultados del objetivo específico 5 110
10.5.1. Revisión de Distorsiones (Bloque 1 y 3) 110
10.5.2. Revisión de Distorsiones (Bloque 2) 111
11. Discusión 113
11.1. Resumen de los Principales Hallazgos 113
11.2. Interpretación Profunda de los Resultados 113
11.3. Comparación de Resultados con Estudios Previos 114
11.4. Evaluación de la Hipótesis 115
11.5. Implicancias Teóricas y Prácticas 115
12. Conclusiones 117
13. Recomendaciones 119
14. Referencias Bibliográficas 122
15. Anexos
15.1. Anexo A. Definición Registro fotográfico del centro educativo 128
15.2. Anexo B. Definición y propiedades de secciones en los modelos estructurales 135
15.2.1. Secciones del bloque 1 135
15.2.2. Secciones del bloque 2 141
15.3. Anexo C. Masa sísmica Efectiva 145
15.3.1. Coeficiente sísmico en el bloque 1 148

15.3.2. Coeficiente sísmico en el bloque 2 149
15.3.3. Cálculo del coeficiente sísmico del bloque 1, 2 Y 3 150
15.4. Anexo D. Modos de vibración de los bloques 162
15.4.1. Modos de vibración del bloque 1 162
15.4.2. Modos de vibración del bloque 2 163
15.5. Anexo E. Diseño de los elementos estructurales de concreto de los bloques 1 y 3 165
15.5.1. Reporte de la sección C-1 165
15.5.1.1 Revisión del acero de los estribos 168
15.5.2. Reporte de la sección C-2 169
15.5.3. Reporte de la sección C-3 172
15.5.3.1 Revisión de separación del acero longitudinal, cuantía mínima y separación de estribos 175
15.5.4. Reporte de la sección VI-1 177
15.5.5. Reporte de la sección VE-1 178
15.5.6. Reporte de la sección VE-2 180
15.5.7. Reporte de la sección VC-1 181
15.5.8. Reporte de la sección VA-1 183
15.5.8.1 Diseño manual de la sección VE-1 185
15.5.9. Redistribución del acero por torsión (viga crítica eje 1) 199
15.5.9.1 Longitud de anclaje de la sección VE-1 202
15.6. Anexo F. Diseño a flexión de la losa de entrepiso 204
15.6.1. Diseño a flexión de las zapatas aisladas y combinadas 204
15.6.2. Verificación manual en mathcad de Z-1 207
15.7. Anexo G. Planimetría y Renders de la Estructura Existente 216

Índice de Tablas

Tabla 1.....39
Tabla 2.....56
Tabla 3.....67
Tabla 4.....68
Tabla 5.....68
Tabla 6.....69
Tabla 7.....69
Tabla 8.....70
Tabla 9.....75
Tabla 10.....76
Tabla 11.....77
Tabla 12.....78
Tabla 13.....79
Tabla 14.....80
Tabla 15.....81
Tabla 16.....82
Tabla 17.....82
Tabla 18.....110
Tabla 19.....111

Índice de Figuras

Figura 1..... 7
Figura 2.....13
Figura 3.....57
Figura 4.....58
Figura 5.....58
Figura 6.....59
Figura 7.....59
Figura 8.....60
Figura 9.....60
Figura 10.....61
Figura 11.....61
Figura 12.....62
Figura 13.....62
Figura 14.....63
Figura 15.....63
Figura 16.....64
Figura 17.....64
Figura 18.....65
Figura 19.....65
Figura 20.....66
Figura 21.....71
Figura 22.....71
Figura 23.....72
Figura 24.....73
Figura 25.....74

Figura 26.....81
Figura 27.....82
Figura 28.....83
Figura 29.....84
Figura 30.....85
Figura 31.....86
Figura 32.....87
Figura 33.....88
Figura 34.....89
Figura 35.....90
Figura 36.....91
Figura 37.....92
Figura 38.....93
Figura 39.....94
Figura 40.....96
Figura 41.....97
Figura 42.....98
Figura 43.....99
Figura 44.....100
Figura 45.....101
Figura 46.....102
Figura 47.....103
Figura 48.....104
Figura 49.....105
Figura 50.....162
Figura 51.....162

Figura 52.....163

Figura 53.....163

1. Introducción

El presente trabajo monográfico, titulado "Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano 'El Faro' empleando mampostería confinada", se enmarcó en la línea de la Ingeniería Estructural y tuvo como propósito dar respuesta a una problemática concreta de seguridad estructural en una edificación de uso educativo ubicada en el Distrito II de la ciudad de Managua. El tema de investigación surgió de la necesidad de garantizar condiciones seguras de ocupación en un centro escolar emplazado en una de las zonas de mayor amenaza sísmica del país.

La necesidad de este estudio se originó en el uso y las condiciones de la edificación existente. La estructura fue concebida inicialmente como un espacio de uso comunitario, social y religioso, y no como un centro escolar formal. Con el incremento de la demanda educativa en el sector, la edificación fue adaptándose de manera progresiva mediante particiones livianas, ampliaciones y la incorporación de un segundo nivel, ejecutadas sin una planificación estructural formal. La inspección técnica realizada en el sitio evidenció agrietamientos y elementos estructurales dañados, así como la ausencia del confinamiento necesario para disipar de forma segura la energía inducida por un sismo. Dado que la ciudad de Managua se emplaza sobre un sistema de fallas geológicas activas que la clasifican como zona de alta amenaza sísmica, y considerando que los centros educativos constituyen edificaciones de ocupación esencial, se determinó que la estructura existente presentaba una vulnerabilidad que hacía inviable su aprovechamiento.

Ante esta problemática, se concluyó que la alternativa técnicamente viable era descartar el aprovechamiento de la estructura existente y proyectar una edificación nueva que garantizara la seguridad de sus ocupantes. En consecuencia, se desarrolló una propuesta de rediseño estructural integral que adoptó la mampostería confinada como sistema estructural principal, con el fin de dotar a los tres bloques que conforman el centro escolar de la rigidez, resistencia y estabilidad requeridas ante la acción sísmica (véase Figura 3).

El trabajo se concibió como una investigación de diseño aplicado, con un enfoque cuantitativo y de carácter determinista, fundamentado en los criterios establecidos por las normas sismorresistentes vigentes. El proceso comprendió la inspección de campo, el levantamiento físico y geométrico del centro escolar, la recopilación de la información técnica necesaria, la definición de la nueva configuración estructural y su posterior modelación matemática. A partir de estos insumos, se evaluó el comportamiento sísmico de los tres bloques rediseñados, verificando el cumplimiento de los parámetros y límites establecidos por la normativa aplicable.

En cuanto al método empleado, el análisis estructural se desarrolló mediante procedimientos lineales elásticos, tomando como marco normativo general la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM), la cual rigió la totalidad del diseño y la definición de la demanda sísmica. El dimensionamiento de los elementos se realizó conforme a las normas específicas de cada material: los elementos de concreto reforzado (columnas, vigas, losas y zapatas) se diseñaron según el Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19; los muros de mampostería confinada, conforme a las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería (NTC), complementadas con la Norma Mínima de Mampostería MP-001; y los largueros de cubierta, de acuerdo con las especificaciones del American Iron and Steel Institute (AISI) para el diseño de acero conformado en frío. El comportamiento sísmico global se determinó mediante el Método Dinámico Modal Espectral, empleando la Fuerza Lateral Equivalente como procedimiento de verificación del cortante basal.

Finalmente, en cuanto a las limitaciones del trabajo, estas se vincularon principalmente a la escasez de información previa. La ausencia de planos constructivos completos hizo necesario determinar la planimetría y disposición del centro escolar mediante inspecciones visuales y mediciones directas. Ante la falta de un estudio geotécnico específico del sitio, se adoptó como parámetro de diseño una capacidad portante admisible del suelo de 1.5 kg/cm², valor referencial aceptado para las condiciones de la ciudad de Managua. El estudio se circunscribió al análisis y

diseño de los tres bloques estructurales, excluyendo la nave industrial metálica que cubre y protege las aulas y oficinas, por funcionar de manera independiente y no formar parte del sistema estructural objeto de diseño. La presente investigación se desarrolló durante el período comprendido entre marzo y junio de 2026.

2. Contextualización del Problema

- **El entorno de alta amenaza sísmica (Nivel Macro)**

La ciudad de Managua se encuentra emplazada sobre un complejo sistema de fallas geológicas activas de carácter somero, condición que la clasifica como una zona de altísima amenaza sísmica. El mapa de isoaceleraciones de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM) asigna a la capital valores elevados de aceleración pico del terreno (a_0), lo que implica demandas inerciales extremas sobre las edificaciones urbanas (Brown et al., 1973). La historia tectónica local, evidenciada por la severidad del sismo de 1972, confirmó empíricamente que estas aceleraciones pueden inducir daños significativos en la infraestructura construida (Brown et al., 1973). En este contexto, la normativa establece lineamientos estrictos para salvaguardar la vida humana, disponiendo que las edificaciones de ocupación especial o esencial, como los centros educativos, apliquen factores de importancia que incrementan la demanda sísmica de diseño, de modo que la estructura mantenga un comportamiento sísmico seguro ante eventos extremos sin llegar al colapso (Ministerio de Transporte e Infraestructura [MTI], 2022).

- **El Distrito II como territorio de emplazamiento (nivel meso)**

El Centro Escolar Cristiano "El Faro" se ubica en el Distrito II de la ciudad de Managua, sector que formó parte del antiguo centro urbano destruido por el terremoto de 1972 y que actualmente se clasifica como un distrito consolidado, con cerca del 90% de su territorio urbanizado (Alcaldía de Managua, 2020). Este distrito presenta condiciones que agravan la amenaza sísmica descrita en el nivel macro, ya que en su ámbito geográfico se identifican tres fallas geológicas principales (Los Bancos, Estadio y San Judas), a las que se suma la reactivación reciente de la falla Apoyeque (Alcaldía de Managua, 2020). Adicionalmente, el subsuelo presenta un estrato superficial predominantemente arcilloso que descansa sobre material volcánico duro, condición que influye directamente en la respuesta dinámica de las edificaciones ante la acción sísmica. En este territorio se concentra una elevada densidad de edificaciones de uso educativo, del orden

de 106 centros entre públicos y privados (Alcaldía de Managua, 2020), lo que dimensiona la magnitud de la población escolar potencialmente expuesta a la amenaza sísmica (Ochoa-Portillo, 2024).

- **La vulnerabilidad en el crecimiento de la infraestructura escolar (Nivel Meso)**

A pesar de la existencia de regulaciones vigentes, numerosas edificaciones escolares han experimentado procesos de crecimiento progresivo impulsados por el aumento de la matrícula estudiantil, frecuentemente ejecutados de manera empírica y sin planificación estructural integral (Marinković et al., 2024). La alteración de la geometría original, la adición de cargas gravitacionales no previstas y la ausencia de elementos de amarre de concreto (vigas y columnas de confinamiento perimetral) han dado lugar a edificaciones vulnerables, propensas a fallas frágiles por tensión diagonal y cortante bajo excitaciones sísmicas (Borah et al., 2023; Brzev, 2007). La literatura técnica señala que estas condiciones, combinadas con deficiencias en el detallado de los elementos de confinamiento, incrementan el riesgo de daño severo en centros escolares ubicados en zonas de alta amenaza sísmica, especialmente cuando la configuración estructural se modifica sin un modelo de cálculo que acompañe las intervenciones constructivas (Marinković et al., 2024).

- **El caso específico del Centro Escolar Cristiano "El Faro" (Nivel Micro)**

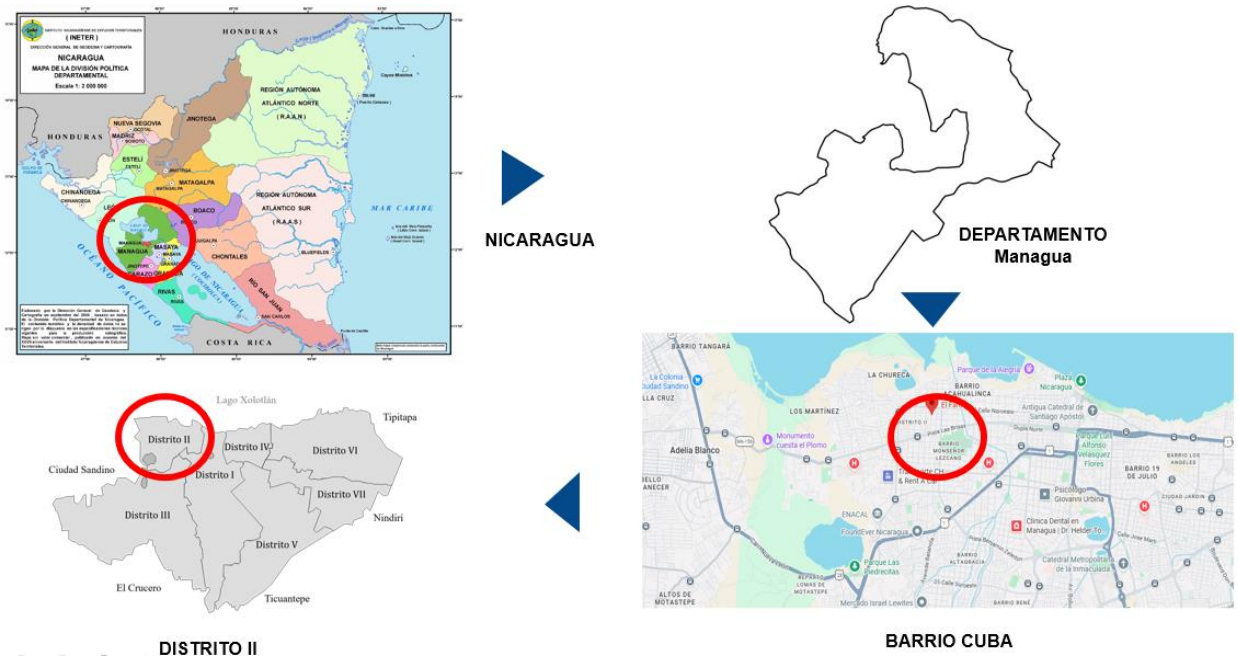
Esta problemática general se materializó directamente en las instalaciones del Centro Escolar Cristiano "El Faro". El centro escolar está conformado por bloques independientes: dos bloques de características geométricas similares (Bloque 1 y Bloque 3, de aproximadamente 164 m² cada uno) y un bloque de configuración distinta (Bloque 2, de 160 m²), tal como se resume en la Tabla 2. La inspección técnica in situ y el análisis de antecedentes constructivos evidenciaron que la edificación había sufrido intervenciones físicas a lo largo del tiempo; en su estado previo, la mampostería carecía del confinamiento necesario para disipar de forma segura la energía

inducida por un sismo, y los elementos de soporte estaban sometidos a demandas no contempladas en un modelo estructural inicial.

El centro escolar se localiza en el Barrio Cuba, en la zona central del Distrito II del municipio de Managua, departamento de Managua (véase Figura 1), territorio clasificado como zona de pobreza media dentro del distrito según la caracterización socioeconómica territorial de la Alcaldía de Managua (véase Figura 2) (Alcaldía de Managua, 2020). Esta condición socioeconómica acentúa la relevancia social de garantizar una edificación educativa estructuralmente segura para su comunidad, dado que la población escolar y sus familias presentan una capacidad limitada para afrontar los efectos de un eventual evento sísmico severo.

Figura 1

Macro y micro localización del Centro Escolar Cristiano "El Faro"



Nota. Elaboración propia a partir de múltiples fuentes: Nicaragua mapa de la división política departamental (INETER, 2008); Managua departamento mapa administrativo (Vector Pro, s.f.); Distritos de Managua (Vrysxy, 2010); y mapa satelital de Google Earth (Google, s.f.).

- **El planteamiento de la necesidad**

La combinación de estas vulnerabilidades físicas, sumada a la alta densidad de ocupación del centro escolar, tipificaba a los tres bloques como un riesgo latente frente a la amenaza sísmica del entorno. En consecuencia, se identificó la necesidad técnica impostergable de descartar el aprovechamiento de la edificación existente y proyectar un rediseño estructural integral que garantizara la seguridad de la población estudiantil y del personal docente y administrativo. El control de los desplazamientos laterales y el estricto cumplimiento de las derivas de piso permisibles se reconocen como factores críticos para evitar daño significativo en estructuras de baja altura, especialmente en sistemas de mampostería confinada (Terán-Gilmore et al., 2009).

La implementación de un nuevo sistema de mampostería confinada, evaluado mediante análisis lineal elástico conforme a las combinaciones de carga y espectros de la NSCM (MTI, 2022) y al Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019), se definió como la solución constructiva idónea para dotar a los tres bloques escolares de la rigidez, resistencia y estabilidad requeridas, garantizando así un comportamiento sísmico adecuado y la protección de sus ocupantes.

3. Planteamiento del Problema

El crecimiento de las edificaciones educativas en la ciudad de Managua ha estado caracterizado, en muchos casos, por procesos constructivos progresivos que responden a necesidades inmediatas de la población. Este tipo de desarrollo, aunque funcional en el corto plazo, con frecuencia se ejecuta sin una planificación estructural integral ni la aplicación rigurosa de las normas técnicas sismorresistentes vigentes.

El Centro Escolar Cristiano “El Faro” constituyó un ejemplo representativo de esta situación. La edificación que albergaba el centro educativo no fue concebida originalmente para uso escolar, sino para actividades comunitarias, sociales y religiosas. Con el incremento de la demanda educativa en el sector, la estructura fue adaptándose de manera progresiva mediante la incorporación de particiones livianas, ampliaciones y la construcción de un segundo nivel, ejecutadas en diferentes etapas y sin planificación estructural formal. Estas intervenciones dieron lugar a una edificación de características heterogéneas, con elementos estructurales agrietados y dañados, y sin el confinamiento requerido para disipar de forma segura la energía inducida por un sismo.

Esta condición resultó particularmente crítica debido a que el Centro Escolar Cristiano “El Faro” se emplaza en el Barrio Cuba, Distrito II de la ciudad de Managua, sector clasificado como zona de alta amenaza sísmica y atravesado por fallas geológicas activas, donde es indispensable que las edificaciones de ocupación esencial cumplan con los criterios establecidos en la normativa sismorresistente vigente (MTI, 2007, 2022; Alcaldía de Managua, 2020). En consecuencia, la combinación de una configuración estructural heterogénea, la ausencia de confinamiento adecuado en la mampostería y la localización del centro escolar en un entorno de alta amenaza sísmica generó una situación de vulnerabilidad que hacía inviable el aprovechamiento seguro de la edificación existente.

A partir de esta situación se identificó el problema concreto de investigación: la existencia de una edificación escolar estructuralmente vulnerable e inadecuada para su uso, cuya condición impedía garantizar la seguridad de la población estudiantil y del personal que ocupaba las instalaciones. Ante la inviabilidad técnica de aprovechar la estructura existente, el problema se orientó a la necesidad de proyectar una edificación nueva, capaz de satisfacer las demandas funcionales y de seguridad de un centro educativo mediante un sistema estructural sismorresistente.

En consecuencia, la presente investigación se centró en el rediseño estructural de los tres bloques que conforman el centro escolar, adoptando la mampostería confinada como sistema estructural principal y aplicando los criterios de diseño sismorresistente conforme a la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM) (MTI, 2022), el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) y las normas complementarias aplicables. El estudio se desarrolló en el Distrito II de la ciudad de Managua durante el período comprendido entre marzo y junio de 2026.

De acuerdo con lo anterior, el planteamiento del problema se concretó en la siguiente pregunta de investigación:

¿Cómo desarrollar el rediseño estructural sismorresistente de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano "El Faro", empleando mampostería confinada, ¿de manera que se garanticen las condiciones de seguridad y funcionalidad exigidas por la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua?

4. Justificación del estudio

La seguridad estructural de las edificaciones destinadas a actividades educativas constituye un aspecto fundamental para garantizar condiciones adecuadas de protección y funcionamiento para sus usuarios, especialmente en ciudades con alta amenaza sísmica como Managua. En este contexto, numerosas edificaciones escolares fueron construidas o adaptadas sin considerar plenamente los criterios técnicos actualizados de diseño sismorresistente, lo que incrementó su vulnerabilidad ante posibles eventos sísmicos. Esta problemática justificó la necesidad de intervenir dichas edificaciones, particularmente aquellas que albergan población estudiantil de forma permanente y que se ubican en zonas de falla geológica activa.

En este sentido, la presente investigación tuvo como propósito desarrollar el rediseño estructural sismorresistente de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro”, mediante el uso de mampostería confinada conforme a la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM). Ante la vulnerabilidad detectada en la estructura existente, que la tornaba inviable para un uso educativo seguro, el estudio se orientó a proyectar una edificación nueva capaz de proporcionar la rigidez, la resistencia y la estabilidad requeridas, aportando soluciones técnicas que garantizaran su seguridad y funcionalidad.

Además de su relevancia técnica, el proyecto reviste una importante dimensión social. El Centro Escolar Cristiano “El Faro” se emplaza en el Barrio Cuba, ubicado en la zona central del Distrito II de la ciudad de Managua, la cual se clasifica dentro de la categoría de pobreza media de acuerdo con la caracterización de barrios y comarcas de la Alcaldía de Managua (véase Figura 5). Esta condición socioeconómica implica que la comunidad educativa dispone de recursos limitados para afrontar los efectos de un eventual desastre, por lo que dotar al centro escolar de una edificación estructuralmente segura y sismorresistente constituye un aporte directo a la reducción de su vulnerabilidad y a la protección de una población en situación de desventaja.

El estudio constituye, asimismo, una herramienta técnica para la toma de decisiones en futuras acciones dentro del centro educativo. Permite establecer criterios estructurales adecuados para la construcción de sus espacios académicos, garantizando que estos cumplan con condiciones óptimas de seguridad bajo las demandas sísmicas de diseño. A nivel académico, aporta un material de referencia para estudiantes y profesionales del área de Ingeniería Civil interesados en el análisis y el diseño sismorresistente con mampostería confinada, integrando criterios normativos locales e internacionales.

Los principales beneficiarios de este trabajo son los estudiantes, docentes y personal administrativo del Centro Escolar Cristiano “El Faro”, quienes podrán desarrollar sus actividades en un entorno más seguro y adecuado. De igual forma, resulta de utilidad para los responsables de la planificación y la gestión de las edificaciones educativas, al proporcionar lineamientos técnicos que facilitan la toma de decisiones en proyectos de sustitución o rediseño estructural. En cuanto a sus beneficios, esta investigación contribuye al fortalecimiento de la seguridad estructural de las edificaciones educativas dentro del contexto local, lo que representa un aporte significativo para la comunidad.

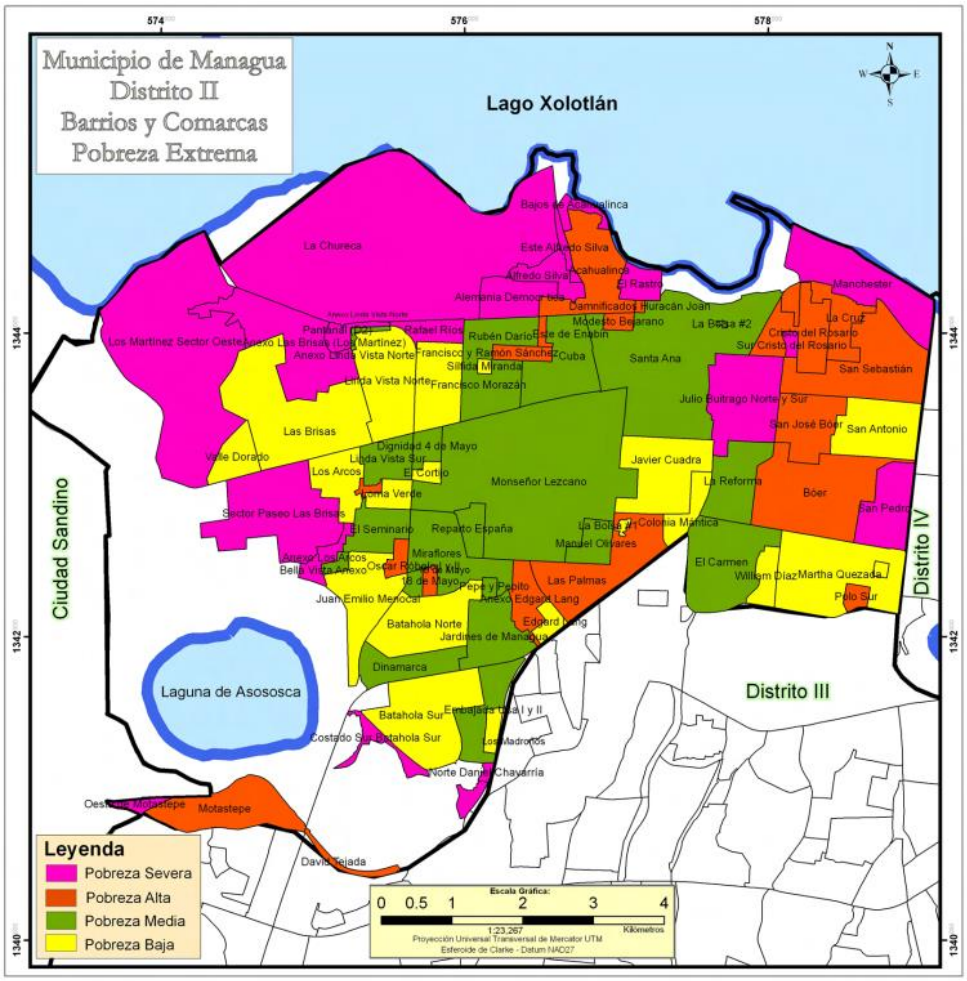
A nivel institucional, el estudio sirve como base para futuras acciones en el centro educativo, al fijar parámetros claros de diseño sismorresistente aplicables a otras intervenciones. A nivel más amplio, aporta al desarrollo de prácticas constructivas más seguras en el país, especialmente en zonas de riesgo sísmico, reforzando la aplicación de los criterios establecidos en la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM) y promoviendo una cultura de diseño estructural responsable.

Finalmente, el carácter novedoso del estudio radica en la aplicación específica de criterios de rediseño estructural sismorresistente con mampostería confinada en la sustitución de una edificación escolar vulnerable por una estructura nueva, integrando el análisis técnico con la mejora funcional de sus espacios. Su potencialidad reside en que puede ser replicado en otras

edificaciones con condiciones similares, convirtiéndose en un referente para procesos de rediseño estructural de edificaciones educativas emplazadas en zonas de alta amenaza sísmica. De esta manera, la investigación no solo resuelve una necesidad puntual del Centro Escolar Cristiano “El Faro”, sino que también genera un aporte metodológico y técnico aplicable a futuros proyectos en el ámbito de la infraestructura escolar.

Figura 2

Clasificación de pobreza por barrios y comarcas del Distrito II de la ciudad de Managua



Nota. El Barrio Cuba, donde se ubica el Centro Escolar Cristiano “El Faro”, se encuentra en la categoría de pobreza media (color verde). Adaptado de Caracterización de los distritos de Managua: Distrito II, por Alcaldía de Managua, 2020.

5. Objetivos

En el presente capítulo se presentan el objetivo general y los objetivos específicos que guiaron el rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro", los cuales definen el alcance y la finalidad del estudio.

5.1. Objetivo general

Desarrollar el rediseño estructural sismorresistente de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro”, mediante un sistema de mampostería confinada, aplicando los criterios establecidos en la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM).

5.2. Objetivos específicos

1. Determinar las solicitaciones sísmicas de diseño de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” mediante el análisis dinámico modal espectral, empleando el software ETABS y verificando el cortante basal a través del procedimiento de fuerza lateral equivalente, conforme a la NSCM.

2. Diseñar los elementos estructurales de concreto reforzado (columnas, vigas y losas) de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” mediante el software ETABS, conforme a las disposiciones del ACI 318-19.

3. Dimensionar los muros de mampostería confinada de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” mediante el software Mathcad Prime, en cumplimiento de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC) y la Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería (MP-001).

4. Diseñar los largueros de acero conformado en frío de la cubierta de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” mediante el software SAP2000, conforme a las especificaciones del American Iron and Steel Institute (AISI).

5. Verificar que las distorsiones de entrepiso de la estructura rediseñada del Centro Escolar Cristiano “El Faro”, obtenidas mediante el software ETABS, cumplan con los límites máximos permisibles establecidos por la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM).

6. Hipótesis

Si los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” se rediseñan mediante un sistema de mampostería confinada, aplicando los criterios de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM, 2022), del Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19 y de las normas complementarias de mampostería (NTC y MP-001), entonces la estructura cumple los requisitos de resistencia, rigidez, estabilidad y seguridad estructural frente a las solicitaciones sísmicas de diseño.

7. Alcance y Limitaciones

7.1. Alcance

La presente investigación tuvo como alcance el rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro", ubicado en el Barrio Cuba, Distrito II de la ciudad de Managua, empleando la mampostería confinada como sistema estructural principal. Dado que la estructura existente presentaba condiciones de vulnerabilidad que impedían su aprovechamiento seguro, el estudio se orientó al diseño de una edificación nueva, en sustitución de la anterior, y no a la intervención sobre los elementos preexistentes. El análisis abarcó los tres bloques que conforman la edificación escolar, los cuales presentan dos niveles y una altura aproximada de seis metros.

A partir de la inspección física y el levantamiento geométrico del centro escolar, se estableció la nueva configuración de la estructura, con el propósito de dotarla de la resistencia y la rigidez necesarias frente a las acciones sísmicas de diseño.

El estudio incluyó la modelación estructural tridimensional de la edificación mediante el software ETABS, considerando las cargas gravitacionales y sísmicas de acuerdo con los criterios establecidos en la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM, 2022).

El análisis sísmico se desarrolló mediante procedimientos lineales elásticos, específicamente el Método Dinámico Modal Espectral (DME) como método de análisis y el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente (FLE) como verificación del cortante basal, lo que permitió evaluar la respuesta dinámica de la estructura y verificar los parámetros normativos correspondientes:

- Cortante basal.
- Desplazamientos laterales.
- Derivas de entrepiso.

- Participación de masa modal.
- Estabilidad global.

El trabajo comprendió, asimismo, el diseño y la verificación de los principales elementos estructurales de concreto reforzado (columnas de confinamiento, vigas y losas), conforme a las disposiciones ACI 318-19. Los entrepisos se resolvieron mediante un sistema de losa armada en una dirección, en función de la relación de dimensiones entre los apoyos de los paños analizados. De igual manera, el estudio incluyó el diseño de los largueros de la cubierta metálica conforme a las especificaciones del American Iron and Steel Institute (AISI), evaluando la transferencia de las cargas hacia el sistema estructural principal.

7.2. Limitaciones

La presente investigación se limitó exclusivamente al análisis y rediseño estructural sismorresistente de los tres bloques que conforman el Centro Escolar Cristiano "El Faro". Se excluyó del estudio la nave industrial metálica que cubre y protege las aulas y oficinas, debido a que esta funciona de manera independiente, corresponde a una estructura existente que no fue objeto de rediseño y no forma parte del sistema estructural analizado. De igual forma, se excluyó del diseño estructural la escalera que comunica el primer y segundo nivel del centro escolar, por no estar incluida dentro de los objetivos planteados y por encontrarse físicamente aislada de los tres bloques rediseñados, sin interacción estructural con ellos; por consiguiente, tampoco requirió la disposición de una junta sísmica, ya que la ausencia de continuidad estructural elimina el riesgo de colisión (pounding) o de transmisión de esfuerzos entre ambos.

Ante la carencia de un estudio geotécnico específico del sitio, el estudio adoptó como parámetro de diseño una capacidad portante admisible del suelo de 1.5 kg/cm², valor referencial aceptado para las condiciones de la ciudad de Managua conforme a la NSCM (2022). En consecuencia, no se evaluaron de manera detallada los aspectos relacionados con la interacción suelo-

estructura, la capacidad portante específica del terreno y las variaciones locales de las propiedades geotécnicas. Como consecuencia directa de este supuesto, el diseño de la cimentación, resuelto mediante zapatas aisladas, tuvo un carácter preliminar, por cuanto se fundamentó en el valor de capacidad portante adoptado y no en un estudio geotécnico específico del sitio; por esta razón, dicho diseño no formó parte de los objetivos de la investigación y se presentó como un aporte complementario, cuya verificación definitiva requeriría la realización de un estudio de suelos.

Respecto a las solicitaciones de carga, no se consideró el análisis por fuerzas de viento, dado que los tres bloques se encuentran cubiertos y protegidos perimetralmente por la nave industrial metálica existente, la cual queda fuera del alcance del diseño. Asimismo, no se incluyó la sobrecarga viva por acumulación de ceniza volcánica estipulada normativamente en 20 kg/m², por considerarse no aplicable a las condiciones específicas del sitio.

El análisis sísmico no requirió la construcción de un espectro de respuesta a partir de registros sísmicos reales, ni la realización de un Análisis Probabilístico de Peligro Sísmico (PSHA) de sitio, ni el cálculo de un espectro de respuesta de amenaza uniforme (UHS, por sus siglas en inglés). La Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM, 2022) no exige estos procedimientos para edificaciones convencionales como la analizada, sino que establece un espectro de diseño normativo aplicable directamente mediante el Método Dinámico Modal Espectral. El análisis tiempo-historia con espectros de registros sísmicos reales constituye un procedimiento de verificación reservado, en la práctica normativa, para edificaciones de mayor complejidad estructural o de importancia estratégica singular, condición que no aplicó a los tres bloques del Centro Escolar Cristiano "El Faro", clasificados como edificación convencional de baja altura. Por tal motivo, el estudio se desarrolló íntegramente mediante procedimientos lineales elásticos, empleando el Método Dinámico Modal Espectral y el procedimiento de Fuerza

Lateral Equivalente como verificación del cortante basal, en estricto apego a lo dispuesto por la NSCM (2022) para este tipo de edificación.

De igual forma, el análisis estructural se realizó mediante procedimientos lineales elásticos establecidos por la NSCM (2022), empleando el software ETABS como herramienta de modelación, sin desarrollar análisis no lineales avanzados (estáticos o dinámicos tiempo-historia), simulaciones experimentales, ni ensayos de laboratorio de materiales.

Finalmente, la investigación se enfocó únicamente en el comportamiento estructural de la edificación y tuvo un carácter teórico y analítico, por lo que no contempló:

- El diseño geotécnico definitivo de la cimentación, resuelta de forma preliminar sobre el valor de capacidad portante del suelo adoptado como supuesto.
- La ejecución constructiva, los costos de intervención ni los cronogramas de obra.
- Las instalaciones eléctricas y los sistemas hidrosanitarios.
- El diseño detallado de elementos no estructurales distintos de aquellos que influyen en la respuesta sísmica global.
- El monitoreo estructural ni la evaluación posterior a la construcción.

8. Marco teórico

El presente capítulo expone el estado del arte, la perspectiva teórica asumida y la revisión de la literatura previa. Asimismo, detalla las variables e indicadores del estudio y establece el marco conceptual.

8.1. Estado del Arte

8.1.1. Introducción al Estado del Arte

Los centros escolares construidos a base de mampostería confinada representaron un componente esencial para el desarrollo social y urbano; no obstante, su susceptibilidad ante eventos telúricos de gran magnitud exigió un análisis riguroso de su respuesta sísmica. El presente apartado desarrolló una revisión sistemática y crítica de la literatura científica, técnica y normativa pertinente al rediseño estructural de este tipo de edificaciones. El propósito fundamental de esta revisión fue establecer el marco empírico y referencial que sustentó la presente investigación, permitiendo trazar la evolución de las metodologías de análisis desde sus orígenes empíricos hasta los enfoques contemporáneos.

En el desarrollo de este apartado se analizaron las contribuciones previas referentes a la capacidad sismorresistente, la fluencia de los muros confinados frente a esfuerzos de corte y la interacción dinámica de centros escolares compuestos por múltiples bloques constructivos. Con frecuencia, los centros educativos experimentaron anexiones sucesivas que derivaron en la coexistencia de bloques con configuraciones geométricas afines junto a estructuras conceptualmente distintas. Esta realidad arquitectónica planteó desafíos analíticos complejos que requirieron ser abordados a través del estado actual del conocimiento.

A lo largo del apartado se realizó un recorrido deductivo que inició con los fundamentos y directrices internacionales, transitando por las investigaciones experimentales a nivel regional en América Latina, hasta converger en los estudios y normativas específicas de la realidad nacional nicaragüense. Este contraste literario facilitó la identificación de los vacíos investigativos actuales

(particularmente en el abordaje de centros escolares asimétricos y fragmentados en zonas de alta amenaza sísmica) y justificó la necesidad de diseñar una nueva edificación sismorresistente que garantizara la seguridad estructural del Centro Escolar Cristiano “El Faro”.

8.1.2. Evolución del Tema

La concepción de la mampostería confinada como sistema sismorresistente no surgió de modelos matemáticos preexistentes, sino como una respuesta empírica de la ingeniería frente a los colapsos catastróficos sufridos por edificaciones de albañilería no reforzada a principios del siglo XX. Según documenta Brzev (2007), la práctica de integrar elementos perimetrales de concreto armado alrededor de los paños de mampostería comenzó a observarse como una técnica de reconstrucción tras los devastadores sismos de Messina (Italia, 1908) y de Chillán (Chile, 1939). En esta etapa embrionaria, el diseño careció de una formulación analítica rigurosa; las soluciones se basaron en la intuición geométrica, implementando reglas de proporción, dimensiones mínimas y cuantías nominales de acero orientadas exclusivamente a evitar la desintegración del muro.

Con el avance de la dinámica de estructuras y el desarrollo de laboratorios de ensayo a gran escala durante la segunda mitad del siglo XX, el análisis de este sistema transitó hacia un enfoque eminentemente científico. Tomaževič (1999) explicó en su obra clásica que la investigación experimental permitió cuantificar que la mampostería no solo fue capaz de soportar cargas gravitacionales, sino que, al interactuar solidariamente con el marco confinante (vigas soleras y columnas de amarre), desarrolló un mecanismo de resistencia a cortante sumamente efectivo. La evolución teórica de la época demostró que el concreto armado actuó como una barrera que retrasó y controló la propagación de fisuras diagonales, otorgando a la estructura una capacidad de disipación de energía y una respuesta inelástica que la albañilería simple fue incapaz de alcanzar.

En las últimas décadas, las metodologías contemporáneas dejaron de centrarse únicamente en la resistencia a la rotura, para priorizar el estudio de la degradación de la rigidez lateral y la ductilidad del sistema ante solicitaciones cíclicas. Para centros escolares de uso intensivo, la evolución técnica aportó herramientas predictivas avanzadas que permitieron modelar la conducta mecánica de edificaciones con bloques construidos en etapas diferentes, facilitando el desarrollo de estrategias de diseño que corrigieron vulnerabilidades geométricas y estructurales de origen. Vatteri y D'Ayala (2021) desarrollaron un sistema taxonómico específico para este tipo de edificaciones y generaron curvas de fragilidad sísmica para múltiples tipologías de centros escolares, demostrando que la variabilidad en el nivel de detallado constructivo y la regularidad geométrica fueron los factores que más influyeron en la probabilidad de daño durante un evento telúrico. Posteriormente, Adhikari et al. (2023) ampliaron esta línea investigativa mediante el Método de Elementos Aplicados, proponiendo una metodología de análisis no lineal que permitió evaluar de forma simultánea los mecanismos de falla en plano y fuera de plano en edificios escolares con diafragmas flexibles, condición frecuente en la arquitectura educativa centroamericana.

8.1.3. Investigaciones Internacionales

A nivel global, la comprensión científica del sistema de mampostería confinada fue estructurada a través de esfuerzos colaborativos transcontinentales, siendo el Earthquake Engineering Research Institute (EERI) el principal ente rector. En la guía internacional desarrollada por Meli et al. (2011), se consolidaron los parámetros prescriptivos fundamentales para edificaciones de baja altura. Este documento técnico estableció que el índice de densidad de muros evaluado en las direcciones ortogonales principales constituyó el indicador primario para garantizar la integridad de las estructuras ante demandas sísmicas severas. Los autores determinaron que una distribución simétrica de la rigidez y una cuantía adecuada de muros confinados lograron minimizar los efectos de torsión, principio ineludible al proyectar centros escolares.

Desde una perspectiva analítica y experimental, la investigación europea aportó bases matemáticas invaluables. Tomaževič y Klemenc (1997), mediante ensayos cíclicos a escala en Eslovenia, demostraron empíricamente cómo los elementos de borde (columnas y vigas de amarre) alteraron el mecanismo de falla de la estructura. Su investigación evidenció que, mientras la albañilería simple sufrió un colapso frágil ante el primer agrietamiento diagonal, la mampostería confinada activó un efecto pasador (dowel effect) en el acero de refuerzo de los confinamientos. Este fenómeno restringió la expansión lateral del paño de mampostería fisurado, transformando una falla potencialmente catastrófica en un mecanismo de fluencia altamente dúctil, capaz de disipar energía de forma sostenida ante cargas laterales reversibles.

Para poder aplicar estos fenómenos físicos al diseño de nuevas estructuras, la ingeniería internacional requirió modelos matemáticos predictivos. En este sentido, Riahi et al. (2009) desarrollaron un modelo analítico de curva envolvente (backbone model) destinado al diseño sísmico basado en objetivos de comportamiento. A través de un análisis de regresión sobre una extensa base de datos de muros confinados ensayados internacionalmente, los autores propusieron ecuaciones que permitieron calcular con alta precisión la rigidez inicial, la resistencia máxima a cortante y la capacidad de deformación última del sistema. Esta investigación resultó de particular relevancia para los procesos de diseño escolar, dado que proporcionó el sustento numérico necesario para evaluar, mediante modelos computarizados, la respuesta lateral de bloques de diferentes tipologías.

8.1.4. Estudios Regionales y Centroamericanos

En el contexto latinoamericano, caracterizado por una alta sismicidad producto de la zona de subducción del Anillo de Fuego del Pacífico y prácticas constructivas afines, la mampostería confinada fue objeto de extensas validaciones experimentales. Desde la escuela investigativa chilena, Moroni et al. (2000) demostraron que la densidad de muros en las direcciones ortogonales principales constituyó el parámetro que mejor predijo el comportamiento sísmico

global de los edificios de mampostería confinada, evidenciando que la respuesta sísmica dependió críticamente de la rigidez relativa entre el panel de albañilería y el marco de concreto. Un adecuado acoplamiento previno el deterioro prematuro de la rigidez lateral, factor vital al proyectar nuevas edificaciones escolares.

Por su parte, la academia peruana y mexicana aportaron lineamientos invaluables para la arquitectura escolar. San Bartolomé et al. (2018) demostraron en su obra de referencia que las fallas por tracción diagonal pudieron ser controladas mediante un detallado estricto del acero transversal en las columnas de amarre, cuya carencia constituyó una vulnerabilidad crítica frecuentemente observada en centros escolares construidos sin supervisión técnica rigurosa. Simultáneamente, Pérez-Gavilán et al. (2015) comprobaron empíricamente, mediante una serie de siete ensayos a escala real con muros confinados de relaciones de aspecto H/L entre 0.3 y 2.2, que la geometría del panel modificó sustancialmente el patrón de agrietamiento y la capacidad de deformación de la estructura. Este hallazgo resultó de extrema relevancia para el rediseño del Centro Escolar Cristiano “El Faro”, donde los amplios ventanales de las aulas generaron muros con geometrías variadas que exigieron un análisis minucioso para evitar concentraciones de esfuerzos durante un evento telúrico.

Al enfocar el análisis en Centroamérica, la literatura resultó aún más pertinente debido a la similitud directa en materiales, supervisión de obra y amenaza sísmica de la subducción mesoamericana. Los centros escolares construidos con mampostería confinada representaron el tipo estructural más prevalente en los inventarios educativos públicos de la región, siendo también el más vulnerable cuando careció de detallado adecuado en los elementos de confinamiento. Meli et al. (2011), en la guía técnica del EERI, señalaron que en países de ingresos medios con alta sismicidad (categoría que incluyó a Nicaragua, Guatemala, El Salvador y Honduras) la práctica constructiva empírica y la ausencia de supervisión técnica sistemática constituyeron las principales causas de degradación prematura de la capacidad resistente de

estas estructuras. Esta literatura subrayó la necesidad de implementar adecuaciones estructurales preventivas en los centros escolares de la región centroamericana, justificando la pertinencia técnica y social del presente estudio.

Finalmente, la experiencia investigativa en Costa Rica aportó criterios vitales sobre la interacción de sistemas mixtos bajo solicitaciones sísmicas reales. Las evaluaciones posteriores a eventos destructivos documentaron cómo la combinación de edificaciones con diafragmas rígidos (losas de concreto) frente a diafragmas flexibles (techos livianos metálicos) modificó la distribución de las fuerzas cortantes. Esta literatura advirtió que acoplar bloques con diferentes rigideces generó efectos de torsión considerables, anticipando la complejidad mecánica que surgió al analizar los tres bloques asimétricos del Centro Escolar Cristiano “El Faro”.

8.1.5. Investigaciones Nacionales

En el ámbito nacional, la investigación y la normativa estructural estuvieron fuertemente condicionadas por el entorno sismo tectónico del país, particularmente en la capital. El Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER, 2000), a través de sus estudios detallados de microzonificación sísmica, documentó exhaustivamente la alta amenaza que representaron las fallas geológicas locales (superficiales) y la amplificación de ondas en los depósitos de origen volcánico. Este contexto estratigráfico incidió de forma directa en las edificaciones ubicadas en sectores de alta densidad urbana como el Distrito II de la ciudad de Managua, donde las potenciales aceleraciones del suelo exigieron que los sistemas constructivos demostraran una capacidad resistente excepcional ante fuerzas laterales.

Desde la perspectiva analítica y reglamentaria, el Reglamento Nacional de la Construcción (MTI, 2007) constituyó el eje rector para el diseño y rediseño estructural en el país. El RNC-07 clasificó a los centros educativos dentro del Grupo A (Edificaciones Esenciales). Esta categorización normativa obligó a aplicar un factor de importancia superior y estableció límites de deriva (drift)

mucho más rigurosos que los requeridos para construcciones habitacionales, con el fin de garantizar la operatividad de la escuela y la salvaguarda de la vida tras un evento telúrico severo.

En el contexto académico nicaragüense, investigaciones recientes desarrolladas en la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) abordaron la modelación sismorresistente de estructuras de mampostería confinada aplicando la normativa local. Tercero y González (2019) evaluaron el comportamiento sísmico de un edificio de muros de mampostería reforzada diseñado con el RNC-07, comparándolo con los requisitos actualizados de la Norma Mínima MP-001, evidenciando que numerosas edificaciones diseñadas bajo la normativa anterior presentaron deficiencias de rigidez lateral al ser revisadas con los espectros actualizados. Este antecedente nacional resultó directamente aplicable al Centro Escolar Cristiano “El Faro”, cuyos bloques se diseñaron aplicando la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM, 2022) como herramienta principal, precisamente para superar las limitaciones identificadas en la normativa anterior.

En la práctica de la ingeniería nicaragüense, la aplicación de estos requerimientos a centros escolares de mampostería confinada reveló desafíos técnicos considerables. La literatura técnica y la práctica profesional local dictaminaron que el diseño sísmico de una edificación escolar con bloques asimétricos no pudo tratarse de manera global. Exigió, por el contrario, un análisis espectral independiente para cada bloque, el establecimiento de juntas sísmicas reglamentarias y la revisión individual de los elementos confinantes. Este enfoque resultó imperativo para evitar las colisiones entre estructuras adyacentes (pounding) y suprimir los efectos perjudiciales de torsión en planta, garantizando así la estabilidad integral del centro escolar ante los acelero gramas de diseño estipulados para la ciudad de Managua.

8.1.6. Síntesis Crítica y Vacío de Investigación

Al contrastar la literatura internacional y regional con la realidad constructiva nicaragüense, se evidenció una marcada dicotomía entre los modelos predictivos ideales y las condiciones

empíricas de los centros escolares existentes. Mientras que guías globales como las del EERI (Meli et al., 2011) y los modelos analíticos de Tomaževič y Klemenc (1997) asumieron configuraciones geométricas regulares y un control de calidad riguroso en los materiales, la revisión de la literatura regional demostró que los centros educativos centroamericanos solieron presentar asimetrías severas producto de ampliaciones no planificadas y deficiencias en el detallado del confinamiento.

Desde el punto de vista normativo, el Reglamento Nacional de la Construcción (MTI, 2007) impuso exigencias sumamente estrictas para las edificaciones del Grupo A, demandando una capacidad resistente capaz de garantizar la salvaguarda de la vida y la operatividad del centro. Sin embargo, un análisis crítico de este marco regulatorio reveló que, si bien el RNC-07 definió con precisión las demandas sísmicas (espectros de diseño y límites de deriva), careció de metodologías explícitas para el diseño de centros escolares con bloques de tipologías asimétricas. Las normativas locales se redactaron predominantemente para edificaciones simétricas y regulares, dejando a criterio del calculista la adaptación de los modelos matemáticos para conjuntos compuestos por bloques dispares.

Además de las investigaciones experimentales, diversos estudios orientaron sus esfuerzos hacia la evaluación sísmica de edificaciones de mampostería confinada mediante metodologías basadas en comportamiento sísmico. En este contexto, Terán-Gilmore et al. (2009) desarrollaron un procedimiento para la evaluación sísmica de edificaciones bajas de mampostería confinada utilizando métodos basados en desplazamientos. Mediante la adaptación de procedimientos derivados de FEMA y la utilización de modelos simplificados, los autores demostraron que la evaluación basada en demandas de desplazamiento permitió representar de manera más realista la respuesta sísmica de las estructuras que los enfoques tradicionales fundamentados exclusivamente en resistencia. Los resultados resaltaron la importancia del control de

desplazamientos laterales y derivas como indicadores fundamentales del comportamiento sísmico estructural.

La evolución de las herramientas computacionales también influyó significativamente en el desarrollo de investigaciones relacionadas con la mampostería confinada. Según Borah et al. (2023), los avances en modelación numérica permitieron representar con mayor precisión fenómenos asociados a la degradación de rigidez, interacción entre muros y elementos de confinamiento, comportamiento no lineal y mecanismos de falla por cortante o flexo-compresión. Estas capacidades favorecieron el uso de programas especializados para formular propuestas de diseño sísmico fundamentadas en criterios normativos modernos.

A pesar del extenso corpus literario y normativo documentado, se identificó una carencia significativa en la investigación aplicada al diseño de centros escolares que presentaron asimetrías entre sus bloques. La gran mayoría de los estudios teóricos y reglamentos vigentes concentraron sus directrices en el diseño de obras nuevas completamente simétricas o en la evaluación de muros aislados bajo condiciones geométricas ideales. En consecuencia, existió un vacío técnico y metodológico en cuanto al diseño sísmico integral de colegios urbanos compuestos por bloques independientes con configuraciones distintas, ubicados en zonas de alta amplificación sísmica y fallamiento local, como el Distrito II de la ciudad de Managua. Este vacío de investigación dejó a los proyectistas sin lineamientos claros para resolver la interacción dinámica de estas estructuras adyacentes y evitar problemas críticos como el impacto entre edificios vecinos durante un sismo. Por lo tanto, la presente monografía buscó subsanar esta laguna del conocimiento, proponiendo una metodología de rediseño analítico y estructural aplicada a un caso real: el Centro Escolar Cristiano “El Faro”.

8.2. Perspectiva Teórica Asumida

8.2.1. Introducción del Enfoque Teórico

La presente investigación adoptó como marco conceptual y lente orientador la teoría de la Dinámica de Estructuras, la Teoría del Diseño Elástico y los principios fundamentales de la Mecánica Estructural. Desde esta perspectiva, el comportamiento sísmico de la edificación se abordó no mediante la descripción completa de la realidad no lineal, sino a través de su idealización en estructuras equivalentes que permiten una representación segura y racional de la respuesta estructural. En línea con Paz (1992), esta idealización hizo posible sustituir el comportamiento complejo del sistema real por modelos matemáticos simplificados, conservando aquellas variables esenciales que gobiernan la interacción entre la estructura y el movimiento del suelo.

Bajo este lente teórico, el rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano “El Faro” se interpretó mediante métodos analíticos y matemáticos simplificados, apoyados en factores empíricos y normativos que garantizan que las solicitaciones calculadas representen con suficiente precisión la afectación real de las cargas sobre los edificios. En consecuencia, el comportamiento sísmico del centro escolar se estudió a partir de modelos lineales equivalentes, diseñados para captar la distribución de fuerzas laterales, desplazamientos y derivas sin recurrir a procedimientos inelásticos avanzados, pero manteniendo márgenes de seguridad adecuados para una edificación de ocupación esencial.

8.2.2. Fundamentación Teórica

El principio rector de esta perspectiva sostuvo que, ante solicitaciones sísmicas y gravitacionales, los materiales de construcción incursionan tanto en la zona elástica como en la inelástica de su curva esfuerzo-deformación. Tal como señalan McCormac y Brown (2015), el diseño estructural debe considerar que la respuesta real de los elementos no se limita al rango puramente elástico,

sino que incluye etapas de fluencia controlada que permiten disipar energía sin comprometer la estabilidad global.

Para abordar esta realidad constructiva, el marco teórico se fundamentó en modelos de respuesta lineal equivalente que asumen una fluencia controlada de la estructura, idealizando el comportamiento inelástico mediante la incorporación de factores de seguridad y coeficientes de mayoración y minoración de cargas y resistencias. Paralelamente, la Dinámica de Estructuras rigió la interpretación matemática de cómo la masa, la rigidez y el amortiguamiento del edificio interactúan con las aceleraciones del suelo, definiendo así los parámetros que controlan las fuerzas de inercia y los modos de vibración predominantes.

Este cuerpo de conocimientos se sustentó en los lineamientos actuales de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (MTI, 2022) y del Reglamento Nacional de la Construcción (MTI, 2007), articulados con los preceptos del American Concrete Institute (ACI, 2019) y del American Iron and Steel Institute (AISI, 2016). Dichos documentos se integraron mediante la teoría del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y del Diseño por Resistencia, asegurando que las solicitaciones obtenidas de los modelos equivalentes se combinen con resistencias reducidas de los materiales de manera coherente y estadísticamente confiable.

8.2.3. Justificación de la Perspectiva

La elección conjunta de estas teorías resultó la más adecuada para responder a la alta amenaza sísmica del Distrito II de la ciudad de Managua, donde la prioridad fundamental del diseño estructural es la salvaguarda de la vida humana y la continuidad operativa de las edificaciones esenciales. En este contexto, se justificó el uso de la mampostería confinada como sistema estructural sismorresistente para los tres bloques del centro escolar, dado que la interacción solidaria entre los muros de mampostería y los elementos de confinamiento de concreto

reforzado proporciona la rigidez lateral y la ductilidad necesarias para mantener las demandas dentro de los rangos permitidos por la NSCM (MTI, 2022).

La teoría adoptada respalda que la mampostería confinada, adecuadamente detallada, es capaz de desarrollar mecanismos de resistencia y disipación de energía que evitan fallas frágiles por tracción diagonal y cortante, comportándose de manera estable ante ciclos de carga reversibles. De esta forma, el sistema estructural seleccionado armoniza con las exigencias normativas aplicables a edificaciones educativas, al combinar una elevada capacidad portante en muros con un control estricto de derivas de entrepiso.

Paralelamente, la implementación de una estructura metálica ligera para el techo (largueros de acero conformado en frío) se justificó teórica y matemáticamente al reducir de forma significativa la masa reactiva del edificio. Esta disminución de masa en la parte superior de los bloques contribuye a optimizar la respuesta dinámica del conjunto, reduciendo las fuerzas inerciales generadas durante un evento sísmico y mejorando el control de desplazamientos laterales bajo la idealización de los modelos elásticos equivalentes.

8.2.4. Aplicación a la Investigación

Esta perspectiva teórica guio de manera directa los métodos de cálculo empleados y el proceso completo de rediseño estructural del Centro Escolar Cristiano “El Faro”. En la fase de modelado, la Dinámica de Estructuras fundamentó el uso del Método Dinámico Modal Espectral, parametrizado según la NSCM, como herramienta analítica principal para calcular las fuerzas laterales equivalentes y revisar las posibles irregularidades estructurales derivadas de las variaciones arquitectónicas entre los bloques. En coherencia con Chopra (2014), el análisis modal permitió identificar los modos de vibración relevantes, estimar la participación de masa y determinar los cortantes basales y derivas de piso bajo espectros de diseño representativos de la amenaza local.

Posteriormente, en la fase de dimensionamiento, la investigación materializó la teoría aplicada mediante el uso del método LRFD y del Diseño por Resistencia, conforme a las disposiciones del ACI 318-19 y de las normas AISI para acero conformado en frío. Este proceso tomó los esfuerzos elásticos obtenidos de las estructuras equivalentes y aplicó factores estadísticos de mayoración de cargas y minoración de resistencias, de modo que los elementos de concreto reforzado y los perfiles metálicos diseñados fueran capaces de soportar de manera segura sus incursiones en la curva esfuerzo-deformación.

En conjunto, la perspectiva teórica asumida permitió integrar de forma consistente la definición de la demanda sísmica, la idealización del comportamiento estructural y el dimensionamiento de los elementos resistentes. Gracias a ello, el rediseño estructural sismorresistente propuesto para los tres bloques del centro escolar se apoya en un marco conceptual robusto que vincula explícitamente la teoría de la dinámica estructural con los criterios normativos modernos y con la realidad constructiva nicaragüense.

8.3. Revisión de Literatura Previa

8.3.1. Evolución de la Demanda Sísmica y Normativas Locales

El cálculo de las fuerzas laterales inducidas por sismos experimentó una actualización crítica en la ciudad de Managua. Tradicionalmente, el Reglamento Nacional de la Construcción (MTI, 2007) definió los parámetros de diseño; sin embargo, la literatura técnica reciente evidenció la necesidad de transitar hacia la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (MTI, 2022), la cual introdujo una microzonificación sísmica actualizada basada en estudios detallados de amenaza local. Esta actualización impactó directamente el Distrito II, caracterizado por su alta amenaza sísmica y proximidad a fallas geológicas superficiales, incrementando las ordenadas espectrales de diseño y exigiendo una mayor rigidez lateral en edificaciones esenciales como los centros escolares.

Los lineamientos de la NSCM (MTI, 2022) demostraron que los espectros de diseño asociados a suelos de alta amplificación demandan secciones estructurales más robustas y una distribución cuidadosamente simétrica de la rigidez para controlar las derivas y evitar el colapso ante eventos severos. En este contexto, la elaboración de una nueva propuesta de diseño para el Centro Escolar Cristiano “El Faro” se justificó plenamente, dado que la estructura original había sido concebida bajo criterios empíricos que no respondían a las exigencias de la normativa actual.

8.3.2. Modelado Elástico y Método Dinámico Modal Espectral

Para evaluar la respuesta de los edificios ante estas aceleraciones actualizadas, la literatura consolidó el uso de modelos lineales equivalentes como herramienta principal de análisis. Autores clásicos como Chopra (2014) y Paz (1992) demostraron que, en edificaciones de baja y mediana altura, no resulta estrictamente necesario recurrir a análisis inelásticos complejos, siempre que se apliquen factores de reducción y verificaciones de derivas compatibles con la ductilidad esperada de la estructura.

Chopra (2014) fundamentó matemáticamente el Método Dinámico Modal Espectral, demostrando cómo la interacción entre la masa y la rigidez de una estructura equivalente permite calcular con alta precisión el cortante basal y las derivas de piso a partir de espectros de respuesta representativos. Esta literatura validó que el comportamiento sísmico de los bloques del centro escolar podía predecirse de forma segura asumiendo que los materiales incursionan en su curva esfuerzo-deformación de manera controlada, bajo límites elásticos normativos, apoyando así el enfoque lineal adoptado en el presente rediseño.

8.3.3. Sistema de Confinamiento de Concreto Reforzado según ACI 318-19

En cuanto a la materialidad, el papel del concreto reforzado como sistema de confinamiento de los muros de mampostería ha sido ampliamente documentado y validado. McCormac y Brown (2015) establecieron que los elementos de concreto diseñados mediante el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) proporcionan una capacidad óptima de disipación

de energía cuando se detallan adecuadamente, evitando mecanismos frágiles por cortante o flexión.

Los lineamientos del American Concrete Institute (ACI, 2019) sustentaron esta afirmación, definiendo requisitos precisos de cuantía de acero, estribos de confinamiento y dimensiones mínimas para columnas y vigas de amarre. Esta base teórica justificó la adopción del concreto reforzado como material de los elementos de confinamiento (columnas y vigas soleras), que trabajando solidariamente con los muros de mampostería conformaron el sistema de mampostería confinada de los tres bloques del centro escolar y garantizaron la ductilidad global del conjunto.

8.3.4. Diseño de Mampostería Confinada según NTC y la MP-001

El dimensionamiento de los muros de mampostería confinada se fundamentó en una doble plataforma normativa. A nivel internacional, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (Gobierno de la Ciudad de México, 2023) establecieron los límites de resistencia a compresión, cortante y flexo-compresiones aplicables tanto a las piezas de mampostería como a los elementos confinantes.

A nivel nacional, la Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería MP-001 (MTI, 2017) complementó estos requisitos con especificaciones adaptadas a los materiales y prácticas constructivas nicaragüenses, definiendo cuantías mínimas de acero, espesores de muros y dimensiones de los elementos de confinamiento aplicables dentro del territorio nacional. La combinación de ambas referencias permitió asegurar que los muros del Centro Escolar Cristiano “El Faro” cumplieran con resistencias suficientes frente a esfuerzos de compresión, cortante y flexo-compresión, manteniendo coherencia con la realidad constructiva local.

8.3.5. Optimización de Masa mediante Cubiertas Ligeras (AISI)

Un aspecto crucial documentado en el diseño elástico fue el control de la masa reactiva, determinante para reducir las fuerzas inerciales durante un evento sísmico. Yu y LaBoube (2010) analizaron el comportamiento de los elementos de acero conformados en frío, destacando su alta relación resistencia-peso y su eficiencia para conformar sistemas de cubierta de baja masa.

La literatura que sustenta al American Iron and Steel Institute (AISI, 2016) demostró que la implementación de largueros de techo metálicos puede reducir drásticamente las fuerzas inerciales generadas en la parte superior de los edificios, aligerando la superestructura y mejorando la respuesta dinámica global. Este cuerpo teórico respaldó la decisión de utilizar una cubierta metálica ligera apoyada sobre la estructura de concreto del centro escolar, optimizando la respuesta sísmica de los tres bloques y disminuyendo las demandas sobre los muros de mampostería confinada.

8.3.6. Irregularidades Estructurales en Bloques Adyacentes

El tratamiento de configuraciones asimétricas constituye un tema crítico ampliamente abordado en la literatura técnica internacional y en las normativas de diseño vigentes. La normativa americana ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022) clasifica y penaliza matemáticamente las irregularidades en planta y en altura, estableciendo que cuando los centros de masa y rigidez de un edificio no coinciden se inducen esfuerzos de torsión adicionales que incrementan significativamente las demandas sobre los elementos resistentes.

En esta misma línea, el estándar ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017) proporciona procedimientos sistemáticos para identificar deficiencias sísmicas derivadas de asimetrías geométricas y formular estrategias de diseño que las corrijan, constituyendo un complemento metodológico esencial para el análisis de conjuntos escolares compuestos por bloques con geometrías distintas. La literatura advierte que, cuando existen bloques adyacentes con características diferentes (como ocurrió con el Bloque 2 frente a los bloques 1 y 3 del centro escolar) los centros

de masa y rigidez no coinciden de la misma manera, generando efectos torsionales que deben cuantificarse mediante el análisis dinámico modal espectral y que exigen dimensionar correctamente las juntas sísmicas entre los bloques.

8.3.7. Centros Escolares y Criterios de Diseño Educativo

Las edificaciones escolares se clasifican dentro de la categoría de uso esencial en todos los marcos normativos revisados, lo que impone requisitos sísmicos más rigurosos que los aplicables a edificaciones residenciales. Vatteri y D'Ayala (2021) demostraron, mediante el desarrollo de curvas de fragilidad sísmica específicas para centros escolares de mampostería confinada, que la tipología constructiva, el nivel de detallado del confinamiento y la regularidad geométrica influyen de manera decisiva en la probabilidad de daño, justificando la evaluación individualizada de cada bloque.

Adhikari et al. (2023) ampliaron esta evidencia al demostrar que la evaluación simultánea de mecanismos de falla en plano y fuera de plano resulta indispensable en centros escolares con diafragmas flexibles, condición frecuente en la arquitectura educativa centroamericana. Desde la perspectiva normativa, el ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017) establece procedimientos de análisis aplicables a edificaciones de ocupación esencial, mientras que la NSCM (MTI, 2022) garantiza su adaptación específica a las condiciones sísmicas del territorio nicaragüense, alineando el diseño del Centro Escolar Cristiano "El Faro" con estándares internacionales y locales.

8.3.8. Análisis de Fortalezas y Debilidades Metodológicas

Al evaluar críticamente las fuentes seleccionadas, se identificaron fortalezas notables en los textos de Chopra (2014) y McCormac y Brown (2015), quienes proporcionaron una base matemática sólida para el cálculo de fuerzas dinámicas y el diseño LRFD del concreto, otorgando alta confiabilidad a las fórmulas y criterios del ACI 318. Sin embargo, se evidenciaron limitaciones en la aplicabilidad directa de estos estudios al contexto local, dado que la mayoría de los ejemplos

se basan en espectros de respuesta y parámetros normativos de Estados Unidos, sin considerar de forma explícita las particularidades de la NSCM (2022).

Asimismo, textos como Yu y LaBoube (2010) y las especificaciones AISI (2016) proporcionaron un marco robusto para el diseño de elementos de acero conformado en frío, pero analizaron estos componentes de forma aislada, sin abordar su impacto integral en la reducción de la masa global de sistemas escolares en zonas de alta amenaza sísmica. Se identificó además un vacío en la literatura respecto a estudios de caso aplicados que demuestren cómo resolver, mediante métodos elásticos convencionales, la coexistencia de bloques regulares e irregulares pertenecientes a un mismo centro escolar en el Distrito II de Managua, bajo las ordenadas espectrales de la NSCM (2022).

Este análisis crítico evidenció que, aunque las referencias disponibles ofrecen herramientas teóricas y normativas robustas, persiste una brecha metodológica en la aplicación integrada de estas teorías al diseño de conjuntos escolares asimétricos en contextos de alta amplificación sísmica. Por ello, la presente monografía se planteó como un aporte específico, orientado a combinar el modelado elástico equivalente, el diseño LRFD y los criterios de mampostería confinada en un caso real de bloques independientes con configuraciones distintas.

Tabla 1

Matriz Comparativa de Estudios Previos y Normativas

Autor / Entidad y Año	Enfoque Central	Fortalezas Metodológicas	Debilidades / Brechas	Relevancia para la Monografía
MTI (2022) / NSCM	Norma sismorresistente para la ciudad de Managua	Microzonificación actualizada; espectros reales para el Distrito II	Documento prescriptivo; no detalla modelado analítico para arquitecturas asimétricas	Definió las fuerzas sísmicas de entrada y los límites de deriva obligatorios
Chopra (2014)	Dinámica de estructuras	Matemáticamente exacto para el Método Dinámico Modal Espectral	Enfoque puramente analítico; no abordó diseño práctico LRFD	Justificó la elección del método de análisis y el enfoque elástico
McCormac y Brown (2015) / ACI (2019)	Diseño de concreto reforzado (ACI 318)	Rigurosidad en el método LRFD; detalle de fluencia en flexión y cortante	Ejemplos basados en normas estadounidenses; requirieron adaptación al contexto de la ciudad de Managua	Dictó el detallado de vigas y columnas de confinamiento de los tres bloques del centro escolar
Yu y LaBoube (2010) / AISI (2016)	Diseño de acero conformado en frío	Referencia integral para el método LRFD en elementos de bajo calibre	Evaluó el elemento de forma aislada, sin considerar su impacto en la reducción de masa global	Sustentó el cálculo del techo y la optimización de la masa reactiva
ASCE (2017) / ASCE/SEI 41-17	Procedimientos sistemáticos para identificar deficiencias sísmicas y formular estrategias de diseño	Marco técnico riguroso para irregularidades geométricas; cuantificable	Orientado a normas estadounidenses; requirió adaptación de espectros al contexto de la ciudad de Managua	Fundamentó la revisión de irregularidades del tercer bloque y las estrategias de diseño adoptadas
Meli et al. (2011) / EERI	Guía de diseño para mampostería confinada de baja altura	Consolidación internacional de parámetros prescriptivos; densidad de muros	Estableció los parámetros prescriptivos y el índice de densidad de muros; no abordó centros escolares con múltiples bloques asimétricos	Aportó los parámetros de densidad de muros aplicados en el rediseño

Vatteri y D'Ayala (2021)	Fragilidad sísmica de centros escolares de mampostería confinada	Curvas de fragilidad por tipología; taxonomía escolar específica	No aplicó al contexto normativo nicaragüense específico	Fundamentó la evaluación individualizada por bloque y la relevancia del detallado del confinamiento
Tercero y González (2019)	Desempeño sísmico bajo RNC-07 vs. MP-001 en Nicaragua	Contexto normativo local exacto; antecedente académico de la UNI	Alcance limitado a un edificio de tipología regular	Antecedente nacional directo que justificó el uso de la NSCM (2022) como base del rediseño

Nota. Principales normativas y estudios que fundamentan la investigación. Fuente: Elaboración propia.

8.4. Marco Conceptual

- **Aceleración Pico del Terreno (PGA)**

La Aceleración Pico del Terreno (PGA) es la máxima aceleración horizontal esperada en la superficie del suelo en el sitio de emplazamiento. En el enfoque de diseño elástico, este valor define la fuerza inercial extrema de entrada antes de que el movimiento sísmico interactúe con la estructura, siendo el parámetro base que condiciona el nivel de demanda sísmica que la edificación debe resistir sin colapsar.

Indicador medible: valor de a_0 expresado como fracción de la gravedad (g), determinado por la microzonificación sísmica de la NSCM; en el Distrito II de Managua, este valor se clasifica como de alta amenaza sísmica.

- **Acero Conformado en Frío (Largueros)**

El acero conformado en frío se refiere a perfiles metálicos delgados (tipos C o Z) fabricados a temperatura ambiente, utilizados como elementos resistentes de cubierta. Su importancia en el diseño sísmico radica en su alta relación resistencia-peso, que permite aligerar la superestructura

y reducir la masa reactiva en la parte superior del edificio, mejorando así la respuesta dinámica global.

Indicador medible: relación Demanda/Capacidad $(D/C \leq 1.0)$ frente a esfuerzos de flexión y pandeo local, según AISI; en el centro escolar, los largueros de cubierta metálica cumplen este criterio y funcionan como diafragma ligero superior.

- **Análisis Dinámico Modal Espectral (DME)**

El Análisis Dinámico Modal Espectral es el procedimiento matemático lineal que evalúa la forma en que un edificio vibra al interactuar su masa y rigidez con las aceleraciones del suelo. El método idealiza la estructura mediante grados de libertad equivalentes y utiliza espectros de respuesta para estimar fuerzas internas y desplazamientos, sin recurrir a modelos inelásticos avanzados.

Indicadores medibles: cortante basal dinámico (V_d) y porcentaje de masa modal participativa (normativamente ≥ 90); en los bloques 1 y 2 del Centro Escolar Cristiano “El Faro” se alcanzaron porcentajes superiores al 90% en las direcciones principales, cumpliendo la NSCM.

- **Categoría de Diseño Sísmico y Factor de Importancia**

La categoría de diseño sísmico y el factor de importancia corresponden a la clasificación normativa que amplifica las fuerzas de diseño en función del uso de la edificación y de las consecuencias de fallo. En el caso de centros escolares, el uso se considera esencial, por lo que la normativa asigna un factor de importancia elevado que incrementa la demanda sísmica con el fin de garantizar la protección de la vida humana y la operatividad post-sismo.

Indicador medible: factor de importancia (I) que actúa como multiplicador del coeficiente sísmico (típicamente cercano a 1.5 para escuelas), aplicado en la NSCM y en marcos como ASCE/SEI 7-22.

- **Cortante Basal**

El cortante basal es la sumatoria total de las fuerzas laterales inerciales inducidas por el sismo en la estructura, que deben transferirse íntegramente a la cimentación a través de los elementos verticales resistentes. Constituye el parámetro global que representa el “empuje sísmico” que la edificación debe resistir, y se utiliza como referencia para dimensionar muros, columnas y fundaciones.

Indicador medible: fuerza cortante máxima en la base (V), expresada en toneladas-fuerza, calculada mediante DME y verificada con el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente (FLE).

- **Curva Esfuerzo-Deformación (Comportamiento Elástico)**

La curva esfuerzo-deformación describe la relación entre las tensiones aplicadas a un material y las deformaciones que estas generan. El marco conceptual del estudio asume que las solicitaciones principales se mantienen dentro del tramo lineal (elástico) de la curva, admitiendo incursiones inelásticas controladas mediante la aplicación de factores de carga y resistencia.

Indicadores medibles: módulo de elasticidad (E), resistencia a compresión del concreto (f_c'), resistencia de la mampostería $(f_m^{'})$ y límite de fluencia del acero (f_y), valores que se toman de ACI 318-19, NTC y MP-001.

- **Densidad de Muros (Wall Density Index)**

La densidad de muros es el indicador que relaciona el área transversal total de los muros en una dirección con el área total en planta del edificio. Meli et al. (2011) demostraron que una densidad suficiente y simétricamente distribuida de muros confinados en ambas direcciones ortogonales es condición necesaria para garantizar la integridad estructural y minimizar efectos torsionales en planta.

Indicador medible: cociente entre el área total de muros y el área de planta en cada dirección; en el centro escolar se verificó este índice bloque por bloque conforme a los espectros de la NSCM.

- **Deriva de Piso (Drift Lateral)**

La deriva de piso es el desplazamiento lateral relativo entre un nivel y el nivel inmediatamente inferior, y constituye el parámetro de control más importante para estimar el nivel de daño esperado. En modelos elásticos, la deriva se correlaciona directamente con la aparición de grietas, daño en elementos no estructurales y potencial pérdida de funcionalidad de la edificación.

Indicador medible: $\left(\frac{\Delta}{h}\right)$,, donde Δ es el desplazamiento relativo y h la altura de entrepiso; la NSCM exige que la deriva inelástica máxima no exceda 0.005, criterio que el rediseño cumple en ambos bloques

- **Diseño Elástico mediante Estructuras Equivalentes**

El diseño elástico mediante estructuras equivalentes es el principio teórico según el cual el comportamiento sísmico real, complejo y no lineal de un edificio se representa mediante un modelo matemático lineal, complementado con factores empíricos que garantizan seguridad. Bajo este enfoque, las no linealidades del comportamiento estructural se incorporan de forma indirecta en los coeficientes de reducción y mayoración, evitando análisis tiempo-historia complejos.

Indicador medible: verificación de que los esfuerzos calculados (tensión, compresión, cortante) se mantienen por debajo de las capacidades nominales minoradas de los elementos.

- **Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)**

El LRFD es una metodología determinista que garantiza la seguridad estructural amplificando las demandas de carga y reduciendo las resistencias nominales de los materiales mediante factores

estadísticos. En este esquema, las combinaciones de carga sísmica y gravitacional se tratan con coeficientes mayores que 1.0, mientras que las resistencias (M_n y V_n) se multiplican por factores de reducción ϕ menores que 1.0.

Indicador medible: relación Demanda/Capacidad ($D/C \leq 1.0$), criterio aplicado en el diseño de elementos de concreto (ACI 318-19) y perfiles metálicos de cubierta (AISI).

- **Ductilidad**

La ductilidad es la capacidad de los elementos estructurales para experimentar deformaciones significativas en el rango inelástico, disipando energía sísmica sin perder de forma brusca su capacidad de carga vertical. En sistemas de mampostería confinada, la ductilidad se logra mediante un detallado adecuado de estribos y cuantías de refuerzo que evitan fallas frágiles por cortante o tracción diagonal.

Indicador medible: factor de reducción de respuesta ($R\ o\ Q$) que divide el cortante basal elástico; su valor presupone un comportamiento con fluencia controlada.

- **Efecto de Columna Corta**

El efecto de columna corta es una patología en la cual la longitud libre de una columna se reduce por elementos rígidos (muros parciales, antepechos), incrementando las fuerzas de corte y el riesgo de falla brusca. Este fenómeno es especialmente crítico en edificaciones con ventanales altos y muros parciales, donde la demanda cortante se concentra en tramos reducidos de columna.

Indicador medible: comparación entre la demanda cortante (V_u) y la capacidad resistente (ϕV_n) en la zona afectada; su verificación permitió ajustar el detallado en columnas cercanas a los ventanales del centro escolar.

- **Espectro de Diseño Sísmico**

El espectro de diseño sísmico es la curva normativa que relaciona la aceleración máxima de diseño con el período de vibración de la estructura, ajustada según tipo de suelo y características de la amenaza local. Esta representación sintetiza el efecto del sismo en una función $S_a(T)$, que sirve como entrada directa en el análisis modal espectral.

Indicador medible: aceleración espectral de diseño (S_a) para cada período relevante; en el caso del Distrito II, se utiliza el espectro específico de la NSCM (2022).

- **Fragilidad Sísmica Estructural**

La fragilidad sísmica estructural es la función de probabilidad que describe la posibilidad de que una estructura alcance o supere cierto estado de daño (leve, moderado, severo, colapso) bajo una intensidad sísmica dada. Vatteri y D'Ayala (2021) mostraron que la fragilidad de centros escolares de mampostería confinada depende fuertemente de la tipología, el detallado de confinamiento y la regularidad geométrica.

Indicador conceptual: curvas fragilidad-daño vs. intensidad, usadas como marco referencial para entender el nivel de riesgo de la edificación original del Centro Escolar Cristiano "El Faro".

- **Fuerza Lateral Equivalente (FLE)**

La Fuerza Lateral Equivalente es el procedimiento estático que aproxima las fuerzas dinámicas del sismo mediante cargas horizontales aplicadas en cada nivel. Funciona como método de verificación y calibración del análisis modal, asegurando que el cortante basal obtenido dinámicamente no sea inferior al mínimo normativo.

Indicadores medibles: cortante basal estático (V_s) y su relación con el cortante dinámico (V_d); ambos se comparan para cada bloque de la edificación.

- **Irregularidad Estructural**

La irregularidad estructural se refiere a variaciones notables de geometría, masa o rigidez en planta o elevación que inducen efectos adversos como torsión o concentraciones de esfuerzos. Normas como ASCE/SEI 7-22 penalizan estas irregularidades mediante factores específicos y exigen análisis más detallados cuando las diferencias superan ciertos umbrales.

Indicadores medibles: factor de amplificación torsional (A_x) y cocientes de desplazamiento máximo vs. promedio por nivel; en el bloque de geometría distinta se revisaron estos parámetros para evitar concentraciones de demanda.

- **Mampostería Confinada**

La mampostería confinada es el sistema sismorresistente formado por muros de mampostería rodeados perimetralmente por elementos de concreto reforzado (columnas y vigas de amarre), colados después de levantar el muro. En este sistema, los muros no actúan solo como divisores, sino como elementos portantes que trabajan solidariamente con el marco de concreto para resistir cargas gravitacionales y laterales.

Indicadores medibles: esfuerzo cortante resistente del muro (V_m) y cuantías de refuerzo en los elementos confinantes, verificados según NTC y MP-001.

- **Resistencia a la Flexión y Cortante**

La resistencia a la flexión y al cortante es la capacidad de los elementos estructurales para soportar momentos flectores y fuerzas de cizalladura inducidos por cargas gravitacionales y sísmicas. En el diseño LRFD, estas capacidades se expresan como (ϕM_n) y (ϕV_n) , que deben exceder las demandas calculadas bajo las combinaciones de carga de diseño.

Indicador medible: comparación directa entre M_u y M_n, y entre V_u y V_n en muros, vigas, columnas y zapatas.

8.5. Variables e indicadores

En cumplimiento con la normativa institucional de la Universidad, el presente estudio mantiene el término “variables” para definir los componentes centrales de la investigación, aun cuando, por su carácter proyectual y descriptivo enfocado en el rediseño estructural, no se recurra a la estructuración clásica de variables independiente y dependiente. En coherencia con la naturaleza descriptiva y analítica del rediseño sísmico, dichas variables se operacionalizan metodológicamente mediante unidades de observación, categorías de análisis, dimensiones de estudio e indicadores matemáticos medibles. El modelo fenomenológico aplicado al Centro Escolar Cristiano “El Faro” se sustenta en una relación directa de causa y efecto, en la cual la alteración de la configuración estructural (causa) determina la respuesta dinámica de la edificación ante un evento sísmico de diseño (efecto).

- **Unidades de Observación**

1. **A nivel macroestructural:** Los volúmenes independientes que conforman la edificación, correspondientes al Bloque 1 y Bloque 3 (área de $164\ m^2$ cada uno), y el Bloque 2 (área de $160\ m^2$). Cada bloque se analiza de forma individual en cuanto a su configuración geométrica, masa sísmica y distribución de muros de mampostería confinada, al ser estos factores determinantes de su comportamiento dinámico.
2. **A nivel microestructural:** Los componentes físicos y analíticos del sistema sismorresistente, incluyendo muros de mampostería confinada, columnas de concreto (C-1, C-2, C-3), vigas de entrepiso (VE-1, VE-2), vigas corona (VC-1), zapatas aisladas (Z-1, Z-2) y largueros metálicos de cubierta (P-1).

Categoría de Análisis 1: Configuración y Materialidad Sismorresistente

- **Dimensiones de estudio:**

Esta categoría agrupa las dimensiones relacionadas con las propiedades físico-mecánicas de los materiales estructurales y con la configuración geométrica y el detallado de confinamiento de los elementos resistentes. Se incluyen aquí la resistencia a la compresión de la mampostería, la resistencia del concreto, las tensiones de fluencia del acero de refuerzo y del acero estructural, así como los parámetros de cuantía y espaciamiento de estribos en los elementos de borde.

Los indicadores principales son:

- Resistencia básica a la compresión de la mampostería, $(f'_m: 124\ kgf/cm)$ para los bloques de 15 cm empleados en los muros confinados.
- Resistencia a la compresión del concreto, $(f'_c: 4000\ psi)$ para columnas, vigas, losas y zapatas, conforme a la configuración del material utilizada en ETABS.
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo A615 (barras corrugadas): $f_y = 60\ ksi$, empleado en columnas, vigas, losas y zapatas.
- Esfuerzo de fluencia del acero estructural laminado en caliente A36: $f_y = 36\ ksi$, aplicado a vigas metálicas principales.
- Esfuerzo de fluencia del acero conformado en frío A653 SQ grado 33: $f_y = 33\ ksi$, para los largueros de cubierta de bajo espesor.
- Cuantía de refuerzo longitudinal y separación máxima de estribos en elementos de borde de muros, vigas y columnas, establecidas según los requisitos mínimos de confinamiento del ACI 318-19 y la MP-001.

Estos indicadores garantizan que la materialidad y el detallado de la estructura sean coherentes con las demandas sísmicas definidas por la NSCM, proporcionando la resistencia y la ductilidad necesarias para un comportamiento estable ante cargas extremas.

Categoría de Análisis 2: Desempeño y Respuesta Dinámica

La segunda categoría se orienta a la respuesta dinámica de la estructura, la deformabilidad lateral y la estabilidad global del sistema ante la acción sísmica. Sus dimensiones de estudio incluyen la respuesta cinemática (modos de vibración y participación de masa), el control de derivas de entrepiso y la relación entre demandas internas y capacidades resistentes de los elementos.

Los indicadores principales son:

- **Distorsión o deriva inelástica de entrepiso, γ:** cociente entre desplazamiento relativo Δ y altura de entrepiso h, verificada en ambas direcciones principales. Los resultados muestran derivas inferiores al límite normativo de 0.005 establecido por la NSCM, con valores del orden de 0.0013–0.0037, lo que indica un adecuado control de deformaciones laterales.

- **Razón de participación de masa modal:** porcentaje acumulado de masa efectiva movilizada por los modos considerados. En el Bloque 1 se alcanza más del 90% de masa participativa en la dirección X alrededor del modo 16, y en la dirección Y alrededor del modo 20, cumpliendo el criterio normativo de suficiencia modal.

- **Cortante basal estático de diseño, V_b:** valor de la fuerza lateral total en la base obtenida en el análisis estático símico. Para el Bloque 1 se reporta un cortante basal de aproximadamente 119.31 $tonf$, calculado a partir del peso sísmico y del coeficiente sísmico de diseño según la NSCM.

- **Relación Demanda/Capacidad (D/C):** cociente entre las solicitaciones máximas de diseño (momentos, cortantes y cargas axiales) y las capacidades resistentes de los elementos ($\phi M_n, \phi V_n . \phi P_n$). El criterio de aceptación es ($D/C \leq 1.0$), lo que asegura que ninguna sección trabaje por encima de su resistencia de diseño reducida.

- **Presión máxima transmitida al suelo:** comparación entre las tensiones que las zapatas transmiten al terreno y la capacidad portante admisible adoptada de $1.50\ kgf/cm^2$. Las demandas calculadas para las zapatas del Bloque 1 y Bloque 2 (del orden de $1.381\ kgf/cm^2$ y $1.134\ kgf/cm^2$, respectivamente) se mantienen por debajo de dicha capacidad, indicando que las fundaciones trabajan dentro de un rango seguro.

Conjunto, estos indicadores permiten evaluar de forma integrada la eficacia del rediseño estructural sismorresistente propuesto para los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro”, validando que la nueva configuración cumple con los requisitos de resistencia, rigidez, ductilidad y estabilidad exigidos por la NSCM y los reglamentos internacionales de referencia.

9. Metodología de la Investigación

El presente capítulo describe el diseño metodológico utilizado para desarrollar el rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano “El Faro” empleando mampostería confinada. La metodología se estructuró con base en procedimientos propios de la ingeniería civil, integrando de manera ordenada las etapas de inspección, levantamiento, modelación y verificación normativa, con el fin de garantizar la validez científica y la replicabilidad del estudio.

9.1. Enfoque de la Investigación

La investigación adoptó un enfoque cuantitativo y determinista, fundamentado en las leyes de la física, la dinámica estructural y la aplicación de códigos normativos fijos. Este enfoque se basó en el procesamiento numérico y la medición exacta de variables estructurales continuas, tales como desplazamientos laterales, derivas de entrepiso, períodos de vibración, rigidez y cortante basal.

El estudio fue de carácter no experimental, puesto que las variables físicas de la edificación (geometría, propiedades de los materiales y condiciones de apoyo) no se manipularon de forma deliberada en un entorno de laboratorio. En su lugar, se analizaron las condiciones reales de la infraestructura educativa y se sometió el modelo estructural equivalente a las solicitaciones sísmicas exigidas por la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM) y por los reglamentos complementarios de diseño de concreto, mampostería y acero.

9.2. Diseño de Investigación

El diseño de la investigación se clasificó como aplicado, transversal, descriptivo y proyectivo.

- En su carácter descriptivo y proyectivo, el estudio describió matemáticamente el estado inicial de la edificación y proyectó una solución estructural basada en mampostería confinada para garantizar su seguridad sísmica. En el ámbito de la ingeniería estructural determinista, no se buscó establecer relaciones estadísticas de probabilidad, sino verificar

analíticamente que el comportamiento físico cumpliera con los umbrales establecidos por la NSCM y los códigos complementarios aplicables (ACI 318-19, Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Norma Mínima de Mampostería MP-001 y especificaciones del American Iron and Steel Institute para acero conformado en frío).

- Desde el punto de vista temporal, se trató de un diseño transversal, ya que la recolección de datos de campo, el levantamiento físico y el análisis estructural computacional se ejecutaron dentro de un período único comprendido entre marzo y junio de 2026.

- Finalmente, fue un estudio aplicado, al utilizar conocimientos científicos y tecnológicos de vanguardia para resolver un problema concreto de vulnerabilidad sísmica en una edificación real ubicada en el Distrito II de Managua.

9.3. Población y Muestra

La población de estudio estuvo conformada por la totalidad de los elementos estructurales que integran los tres bloques físicos del centro escolar (dos bloques de características geométricas similares y un tercero de configuración distinta). Esto incluyó muros estructurales de mampostería confinada, columnas y vigas de concreto reforzado, losas de entrepiso, cimentaciones y la estructura secundaria de cubierta compuesta por largueros metálicos.

Dado que el análisis matricial y la evaluación por elementos finitos se realizaron sobre la totalidad de la infraestructura, la investigación tuvo carácter estrictamente censal. En consecuencia, el tamaño de la muestra equivalió al 100% de la población analizada, por lo que no fue necesario aplicar técnicas de muestreo probabilístico o no probabilístico, al tratarse de la evaluación global de un modelo estructural computarizado.

9.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Para garantizar la precisión de los datos de entrada, se emplearon técnicas de carácter cuantitativo y documental directo.

- **Observación técnica directa:** Se utilizó para identificar el estado físico de la infraestructura, las patologías estructurales (agrietamientos, posibles columnas cortas), las modificaciones constructivas y las discontinuidades del sistema resistente, sin necesidad de ensayos destructivos.

- **Levantamiento físico y estructural:** Se ejecutó mediante una visita técnica in situ el 9 de marzo de 2026, empleando medidor láser, cinta métrica, iPad, cámara fotográfica y fichas estandarizadas de registro técnico para recopilar dimensiones espaciales, alturas, espesores y disposición de los elementos del centro escolar.

- **Revisión documental:** Se realizó una revisión exhaustiva de la normativa técnica obligatoria y de referencia (NSCM 2022, Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19, Norma Técnica Complementaria para Estructuras de Mampostería, Norma Mínima de Mampostería MP-001 y especificaciones AISI para acero estructural y conformado en frío), así como de bibliografía especializada en ingeniería sismorresistente.

- **Instrumentos de modelación analítica:** El levantamiento arquitectónico y volumétrico del centro escolar se desarrolló en Autodesk Revit, mientras que la modelación espacial y el análisis dinámico global del sistema sismorresistente se realizaron en CSI ETABS. La verificación de los largueros de cubierta se ejecutó en SAP2000 y el dimensionamiento detallado de la mampostería confinada se programó en Mathcad Prime, utilizando las fórmulas y parámetros definidos por la NTC y la MP-001.

La confiabilidad de los resultados no se evaluó mediante índices propios de las ciencias sociales, sino a través de verificaciones matemáticas cruzadas entre los programas de cálculo (ETABS, SAP2000) y las comprobaciones analíticas en Mathcad, bajo la supervisión técnica del asesor y del docente responsable. Este proceso aseguró un modelo calibrado y coherente con las normas nacionales e internacionales aplicables al caso de estudio.

9.5. Procedimientos (Etapas de trabajo de campo)

El desarrollo de la investigación se organizó en siete fases sucesivas, concebidas para garantizar la trazabilidad y replicabilidad del proceso

1. **Recopilación de información preliminar:** Búsqueda de antecedentes técnicos, identificación de normativas aplicables y obtención de parámetros de diseño sísmico y geotécnico de referencia (microzonificación, tipo de suelo y capacidad portante admisible)

2. **Levantamiento e inspección in situ:** Medición geométrica de la edificación existente, registro fotográfico, identificación de patologías estructurales y caracterización de materiales y detalles constructivos del centro escolar

3. **Sistematización de datos de entrada:** Cuantificación de cargas gravitacionales (muertas y vivas), definición de pesos volumétricos y establecimiento de las propiedades mecánicas de los materiales empleados en el modelo estructural

4. **Modelación arquitectónica y estructural:** Construcción del modelo digital tridimensional mediante Autodesk Revit y posterior exportación a ETABS para la generación del modelo estructural analítico, incluyendo la asignación de secciones, propiedades y vínculos entre elementos.

5. **Análisis sísmico:** Aplicación del método de Fuerza Lateral Equivalente (FLE) y del Análisis Dinámico Modal Espectral (DME) conforme a la NSCM, a fin de evaluar el comportamiento dinámico de los tres bloques y verificar parámetros como cortante basal,

derivas de entrepiso, participación de masa modal y posibles irregularidades estructurales.

6. **Diseño y verificación analítica:** Dimensionamiento iterativo de los elementos de concreto reforzado, mampostería confinada y acero de cubierta mediante el método LRFD, comprobando que las demandas de diseño no superen las capacidades resistentes minoradas de cada elemento según ACI 318-19, NTC, MP-001 y AISI.

7. **Formulación del rediseño final:** Consolidación de las secciones estructurales óptimas y definición de la configuración geométrica final que garantiza la estabilidad global, el control de derivas y el cumplimiento de los criterios de seguridad establecidos para edificaciones de ocupación esencial en la ciudad de Managua

9.6. Métodos de Análisis Numérico Estructural y Verificación Normativa Comparativa

En coherencia con el carácter determinista del estudio, el procesamiento de resultados prescindió de la estadística inferencial y de los modelos de regresión típicos de las ciencias sociales, privilegiando métodos de análisis numérico estructural. Los datos cuantitativos generados por los modelos matemáticos se evaluaron mediante un procedimiento de verificación normativa comparativa.

Este procedimiento consistió en contrastar las envolventes de diseño internas de la estructura proyectada (cortantes, momentos, desplazamientos y derivas) con los límites de seguridad máximos y mínimos fijados por las normas aplicables (NSCM 2022, ACI 318-19, NTC, MP-001 y especificaciones AISI para acero estructural y conformado en frío). La validez y confiabilidad del rediseño se sustentaron, por tanto, en el cumplimiento matemático estricto de estas disposiciones normativas, garantizando la estabilidad de la nueva edificación y la protección de la vida humana ante las solicitaciones sísmicas de diseño.

10. Resultados

En el presente capítulo se exponen los resultados obtenidos del análisis y rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano “El Faro”. Con el fin de mantener una trazabilidad directa entre los hallazgos y los objetivos planteados, los resultados se presentan organizados en cinco apartados, cada uno correspondiente a un objetivo específico de la investigación.

Conforme a lo expuesto en la introducción, el rediseño estructural comprendió tres bloques: dos de características geométricas similares (Bloque 1 y Bloque 3) y un tercero de configuración distinta (Bloque 2). Cabe destacar que, al encontrarse estas edificaciones emplazadas dentro de una nave industrial con cerramiento perimetral completo, no fue necesario contemplar el análisis por cargas de viento, dado que dicho cerramiento protege a los tres bloques de la acción directa del viento.

10.1. Resultados del objetivo específico 1

- Determinar las solicitaciones sísmicas de diseño de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” mediante el análisis dinámico modal espectral, empleando el software ETABS y verificando el cortante basal a través del procedimiento de fuerza lateral equivalente, conforme a la NSCM.

Tabla 2

Dimensiones de los Edificios

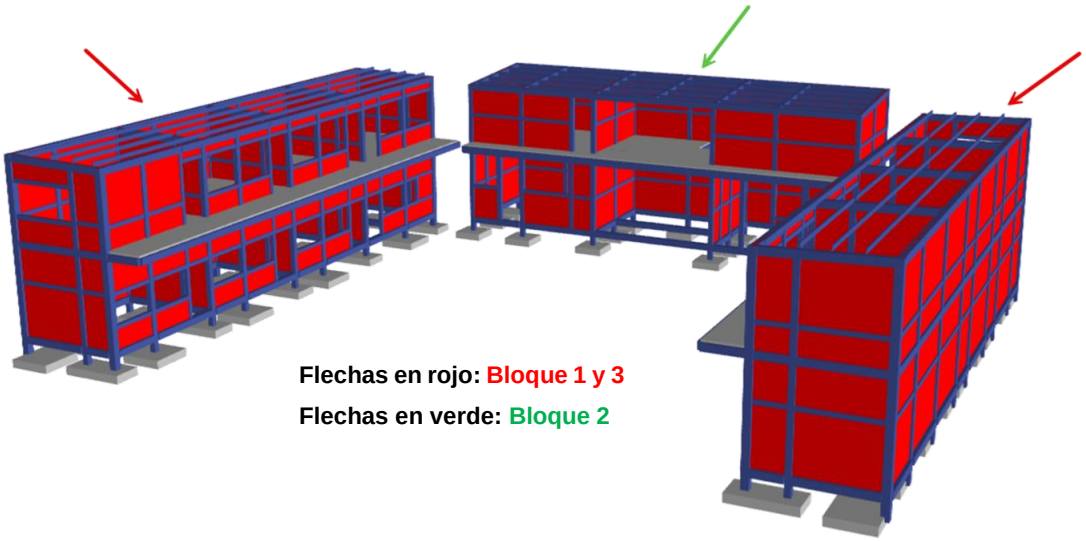
Dimensiones de los edificios				
Aulas	A (m)	L (m)	H (m)	Area (m^2)
Bloque 1	3.88	21.16	6	164
Bloque 2	4.56	17.56	6	160
Bloque 3	3.88	21.16	6	164

Nota. La tabla 2 detalla las mediciones arquitectónicas de los espacios destinados a las aulas. Las variables dimensionales se expresan en metros (m), donde A corresponde al ancho, L a la

longitud y H a la altura de la estructura. La superficie total calculada se reporta en metros cuadrados (m^2).

Figura 3

Vista en perspectiva del modelo estructural tridimensional de los tres bloques del centro escolar

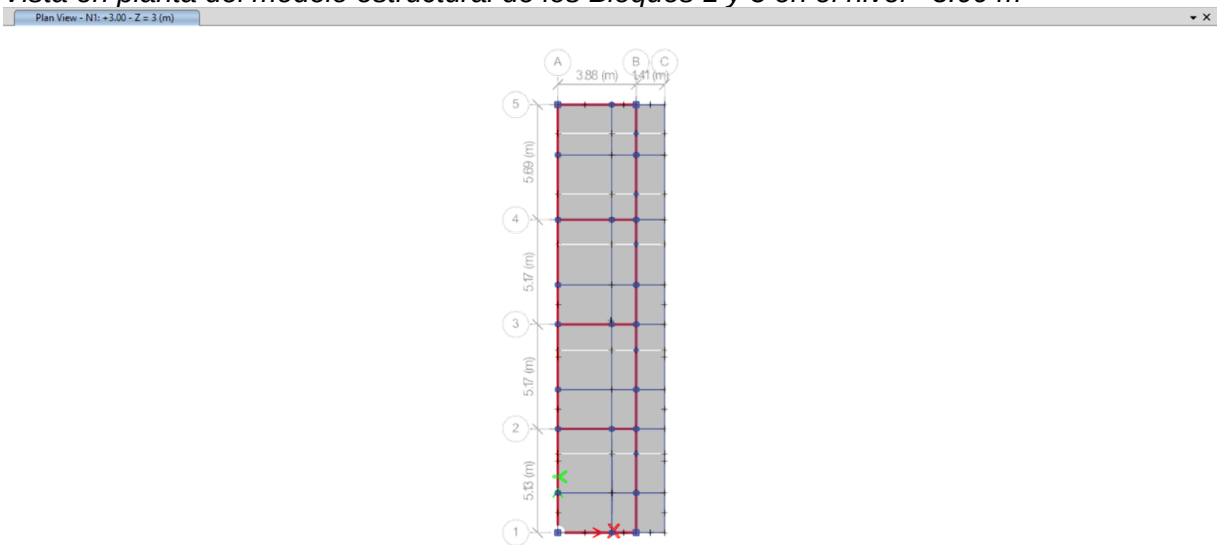


Nota. Disposición espacial de los marcos. Las flechas rojas señalan los Bloques 1 y 3; la verde, el Bloque 2. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

10.1.1. Geometría estructural: Vistas en planta y elevación de los bloques 1, 2 y 3

Figura 4

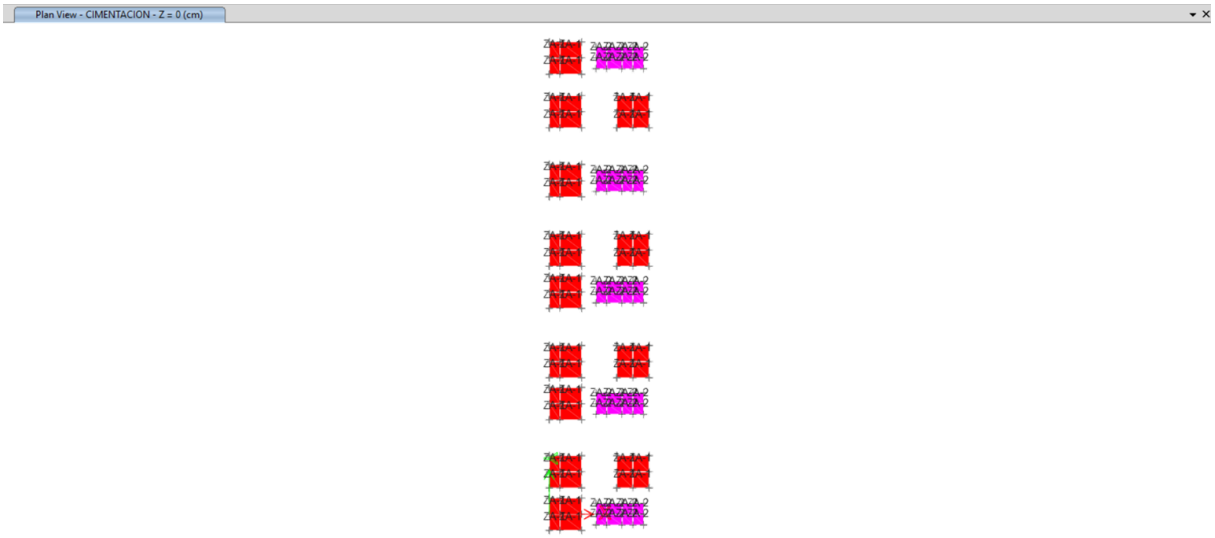
Vista en planta del modelo estructural de los Bloques 1 y 3 en el nivel +3.00 m



Nota. Geometría y grilla de ejes principales (A-C y 1-5) de los Bloques 1 y 2 en el nivel N1 (elevación +3.00 m). Se muestra la disposición de marcos estructurales, paños de losa y luces entre columnas (en metros). Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 5

Vista en planta del sistema de cimentación en el nivel de base



Nota. Disposición geométrica de los apoyos estructurales (zapatas) en el nivel de cimentación (Z=0). Fuente: Elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 6

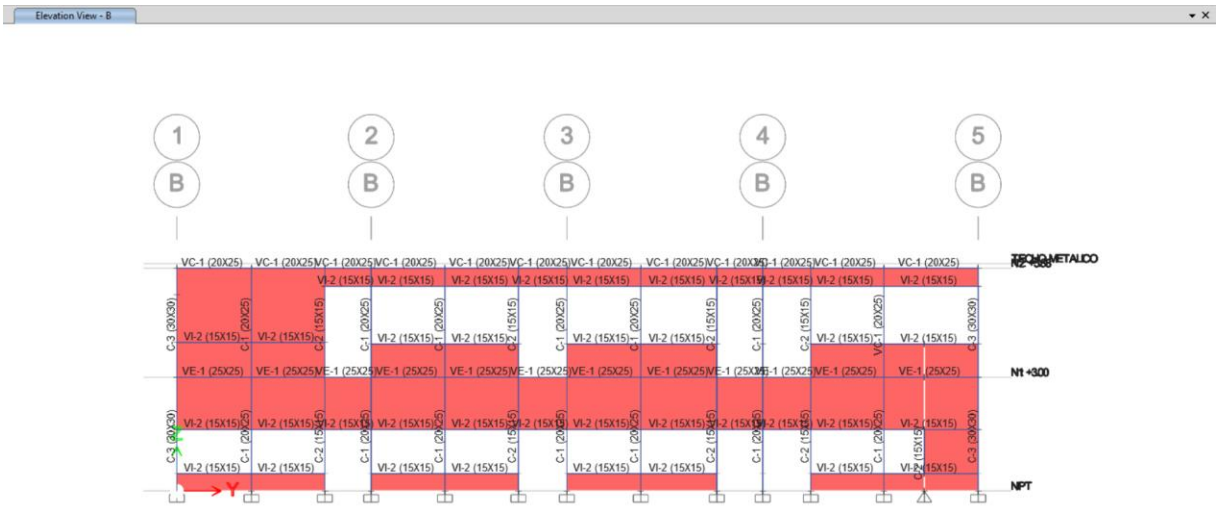
Vista en elevación del marco estructural correspondiente al Eje A de los Bloques 1 y 3



Nota. Disposición vertical y secciones de diseño de los elementos estructurales. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 7

Vista en elevación del marco estructural correspondiente al Eje B de los Bloques 1 y 3



Nota. Disposición vertical y secciones de diseño de los elementos estructurales. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 8

Vista en elevación del marco estructural transversal correspondiente al Eje 1 de los Bloques 1 y 3



Nota. Disposición vertical y secciones de diseño de los elementos estructurales. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 9

Vista en elevación del marco estructural correspondiente al Eje 2 de los Bloques 1 y 3



Nota. Disposición vertical y secciones de diseño de los elementos estructurales. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 10

Vista en elevación del marco estructural correspondiente al Eje 3 de los Bloques 1 y 3



Nota. Disposición vertical y secciones de diseño de los elementos estructurales. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 11

Vista en elevación del marco estructural correspondiente al Eje 4 de los Bloques 1 y 3



Nota. Disposición vertical y secciones de diseño de los elementos estructurales. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 12

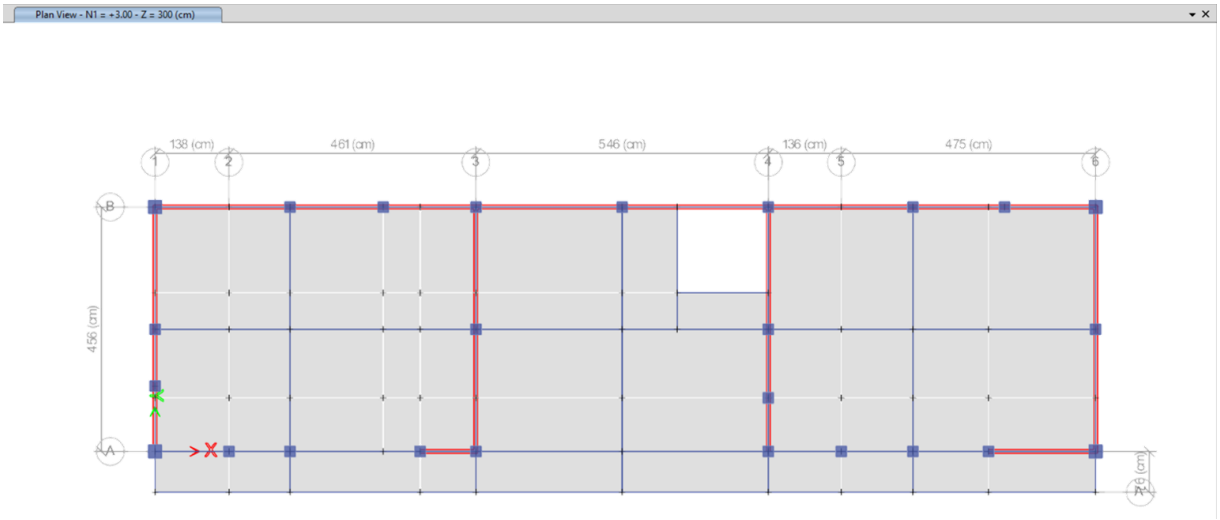
Vista en elevación del marco estructural correspondiente al Eje 5 de los Bloques 1 y 3



Nota. Disposición vertical y secciones de diseño de los elementos estructurales. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 13

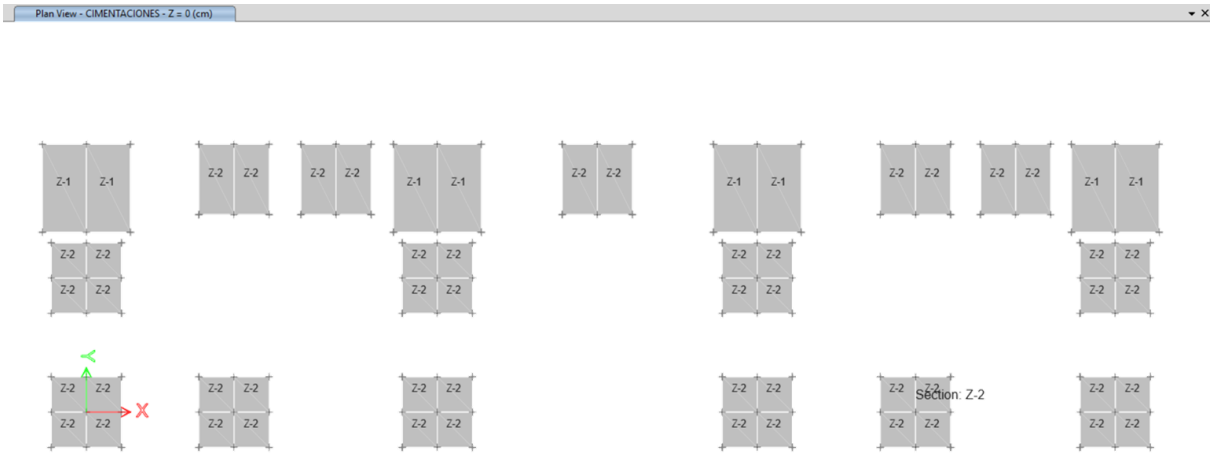
Vista en planta del sistema estructural del Bloque 2 en el nivel N1



Nota. Disposición de elementos estructurales (vigas, columnas y losas) y ubicación de la abertura en el nivel N1 (elevación +3.00 m). Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 14

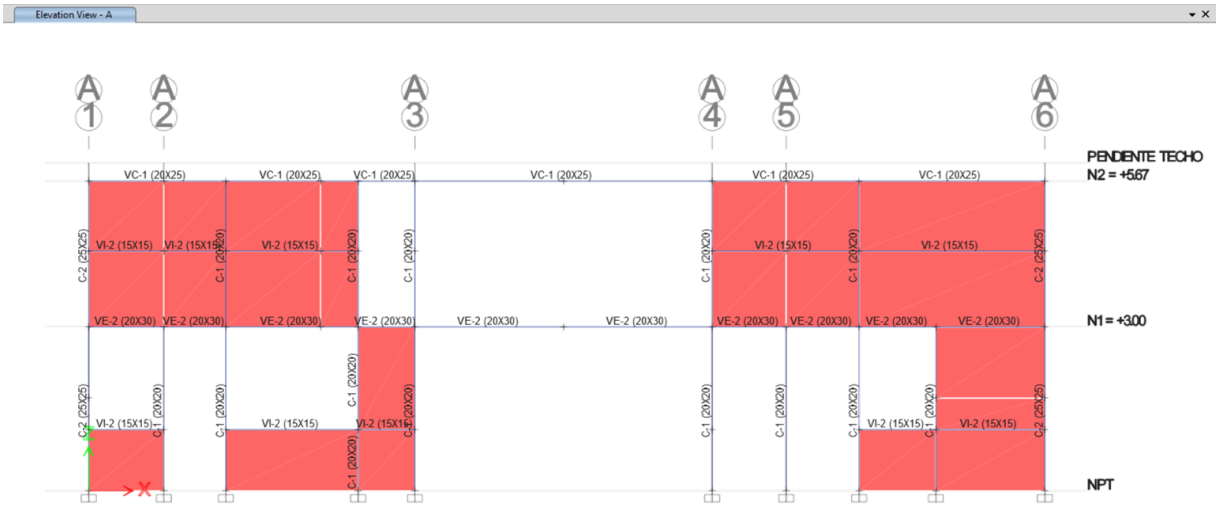
Vista en planta del sistema de cimentación correspondiente al bloque 2



Nota. Disposición geométrica y asignación de zapatas aisladas (tipos Z-1 y Z-2) en el nivel de cimentación (Z=0 m). Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 15

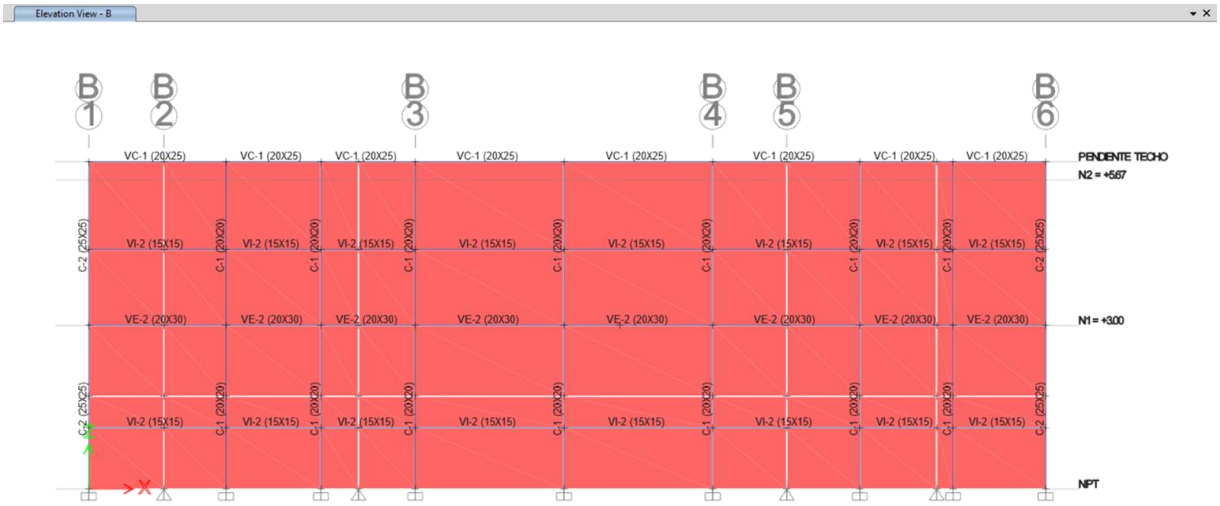
Vista en elevación del marco estructural longitudinal correspondiente al Eje A del bloque 2



Nota. Disposición vertical, secciones de diseño y configuración de los elementos estructurales (muros frente a vanos libres) en el Eje A. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 16

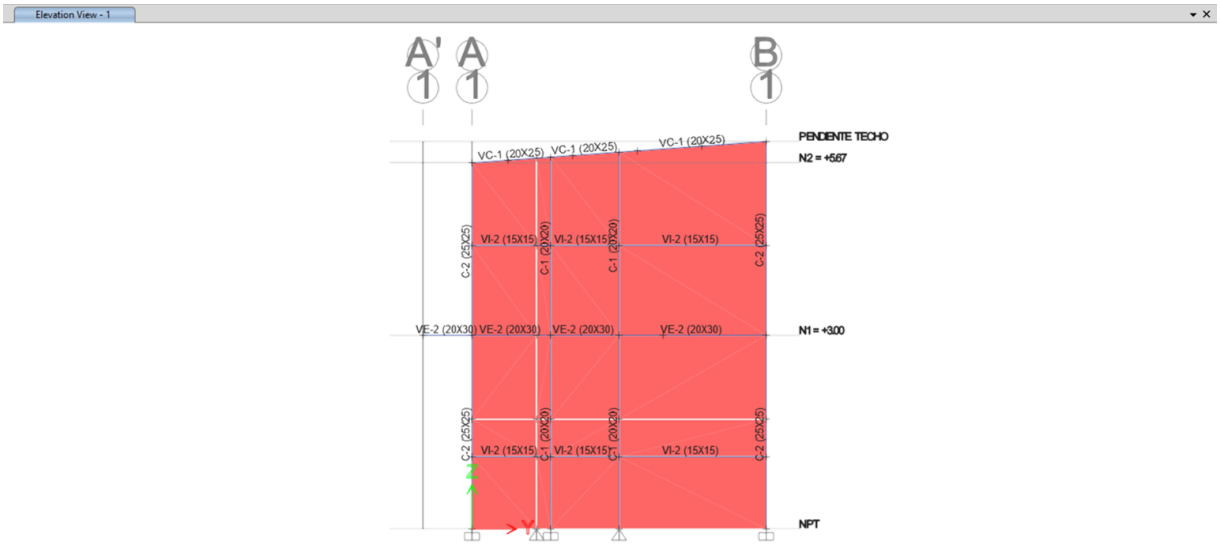
Vista en elevación del marco estructural longitudinal correspondiente al Eje B del bloque 2



Nota. Disposición vertical, secciones de diseño y configuración de los elementos estructurales en el Eje B. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 17

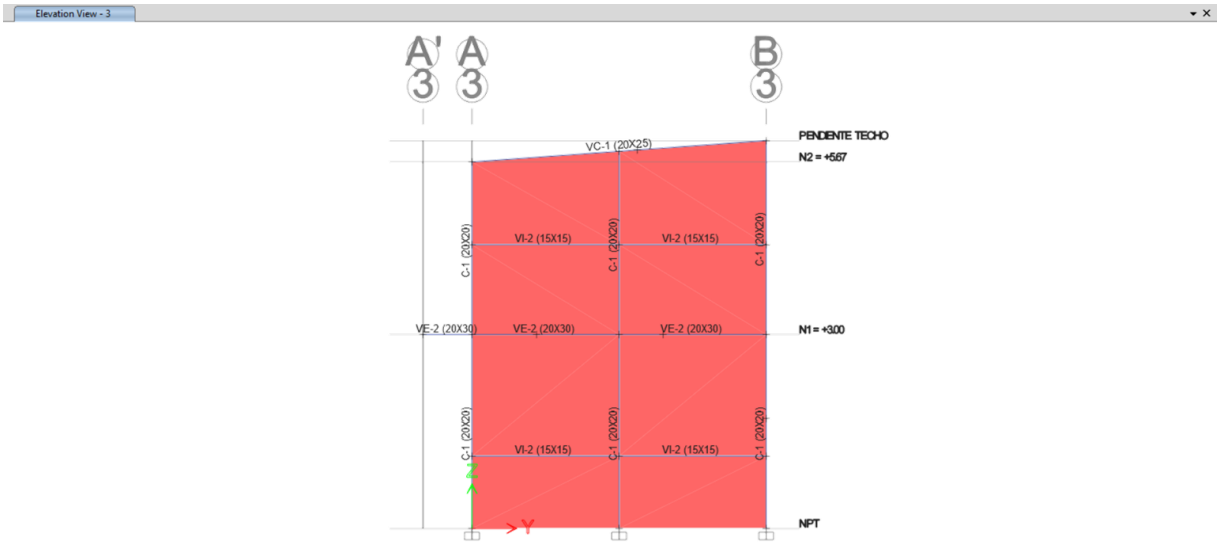
Vista en elevación del marco estructural transversal correspondiente al Eje 1 del bloque 2



Nota. Disposición vertical, secciones de diseño y configuración de los elementos estructurales en el Eje 1. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 18

Vista en elevación del marco estructural transversal correspondiente al Eje 3 del bloque 2



Nota. Disposición vertical, secciones de diseño y configuración de los elementos estructurales en el Eje 3. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 19

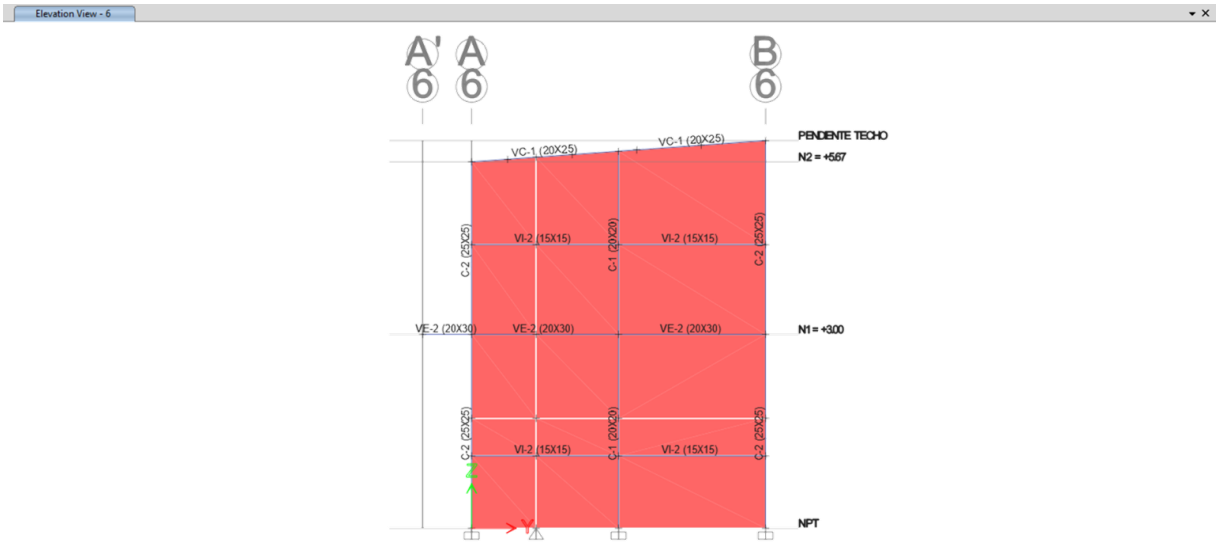
Vista en elevación del marco estructural transversal correspondiente al eje 4 del bloque 2



Nota. Disposición vertical, secciones de diseño y configuración de los elementos estructurales en el Eje 4. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 20

Vista en elevación del marco estructural transversal correspondiente al Eje 6 del bloque 2



Nota. Disposición vertical, secciones de diseño y configuración de los elementos estructurales en el Eje 6. Fuente: elaboración propia a partir de CSI ETABS.

10.1.2. Criterios de carga adoptados en el modelo numérico

En el modelo numérico se adoptaron criterios de carga uniformes para los tres bloques estructurales, considerando las mismas cargas de entrepiso y cubierta.

Tabla 3

Sobrecargas Permanentes Superimpuestas por Componente Constructivo.

Descripción	Tipo de carga	Referencia	Sobrecarga Permanente (kgf/m^2)
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	Super impuesta	NSCM	7
Zinc lámina corrugada cal. 26	Super impuesta	NSCM	5
Conductos mecánicos que considera electricidad y luminarias	Super impuesta	Criterio del diseñador	5
Total (kgf/m^2)			**16**

Nota. La tabla detalla la cuantificación de las cargas superimpuestas asociadas a los materiales de cubierta y sistemas electromecánicos del proyecto. Las magnitudes de sobrecarga permanente se expresan en kilogramos-fuerza por metro cuadrado (kgf/m^2). Fuente: Creación propia en Excel.

Tabla 4

Cuantificación de Cargas Muertas Superimpuestas en el Entrepiso

Descripción	Tipo de carga	Referencia	Sobrecarga Permanente (kgf/m^2)
Mortero de nivelación	Super impuesta	Criterio del diseñador	22
Cerámica convencional	Super impuesta	SINSA	30
Conductos mecánicos que considera electricidad y luminarias	Super impuesta	Criterio del diseñador	5
Total (kgf/m^2)			**57**

Nota. Sobrecargas en entrepiso: mortero y conductos según criterio de diseño; cerámica según proveedor (SINSA). Fuente: Creación propia en Excel

Tabla 5

Parámetros de Diseño para Cargas Vivas Estructurales

Descripción	Tipo de carga	Uso	Referencia	Sobrecarga Permanente (kgf/m^2)
Carga viva reducida	Carga viva de techo	-	NSCM	10
Carga viva por ceniza	Carga viva de techo	-	NSCM	20
Carga variable unitaria mínima	Carga viva de entrepiso	Salones de clases	NSCM	250
Total (kgf/m^2)				**280**

Nota. Cargas vivas de diseño (kgf/m^2) para elementos de techo y entrepiso según su uso, conforme a la normativa NSCM. Se omite la carga por ceniza por no ser aplicable a la ciudad de Managua. Fuente: Creación propia en Excel

Tabla 6

Propiedades Mecánicas y de Resistencia en Elementos Estructurales de Concreto y Mampostería

Miembro/referencia	Nominal $f'_c(ksi)$	Módulo de elasticidad (ksi)
Columnas	4	3600
Vigas	4	3600
Losa de entrepiso	4	3600
Zapatas	4	3600
Bloque de 15 cm	124	309

Nota. Resistencia nominal a compresión (f'_c) y módulo de elasticidad (en ksi) para los componentes de concreto armado (columnas, vigas, losas y zapatas) y mampostería (bloque de 15 cm). Fuente: Creación propia en Excel

Tabla 7

Especificaciones de Material y Resistencia a la Fluencia en Elementos Estructurales de Acero

Miembro/referencia	Tipo de acero	$f_y\ (ksi)$
Vigas	A36	36
Largueros	A653SQ	33

Nota. Esfuerzo de fluencia mínimo (f_y) en ksi según el tipo de acero estructural: vigas principales (A36) y elementos secundarios o largueros (A653SQ). Fuente: Creación propia en Excel

Tabla 8

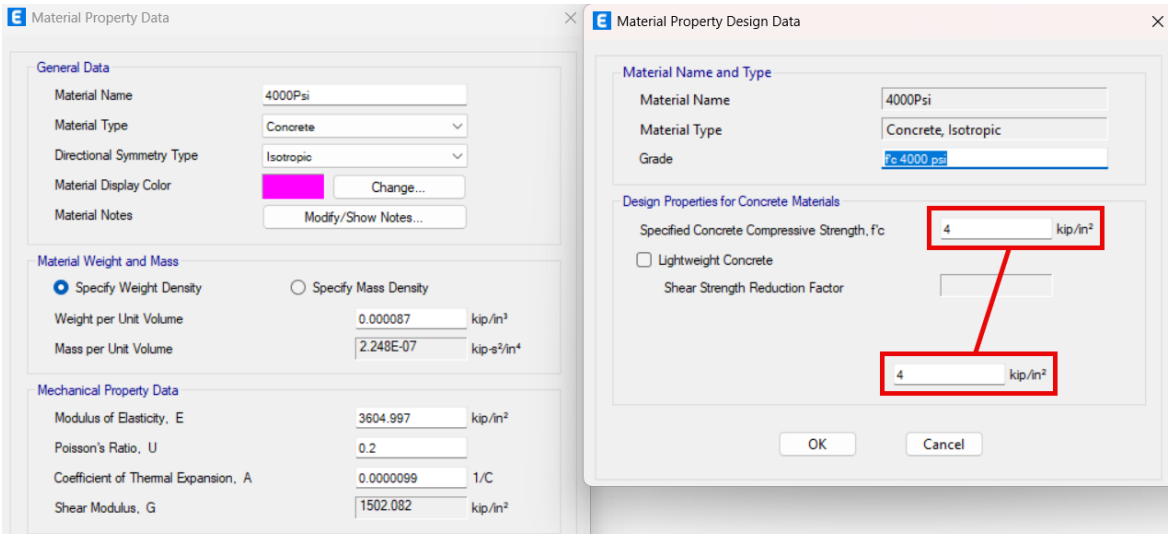
Propiedades de Resistencia a la Fluencia para el Acero de Refuerzo Estructural

Miembro/referencia	Tipo de acero	$f_y\ (ksi)$
Columnas	A615	60
Vigas	A615	60
Losas de entrepiso	A615	60
Zapatas	A615	60

Nota. Esfuerzo de fluencia mínimo (f_y) uniforme de $60\ ksi$ para el acero de refuerzo tipo A615 empleado en todos los componentes de concreto armado (columnas, vigas, losas y zapatas). Fuente: Creación propia en Excel.

Figura 21

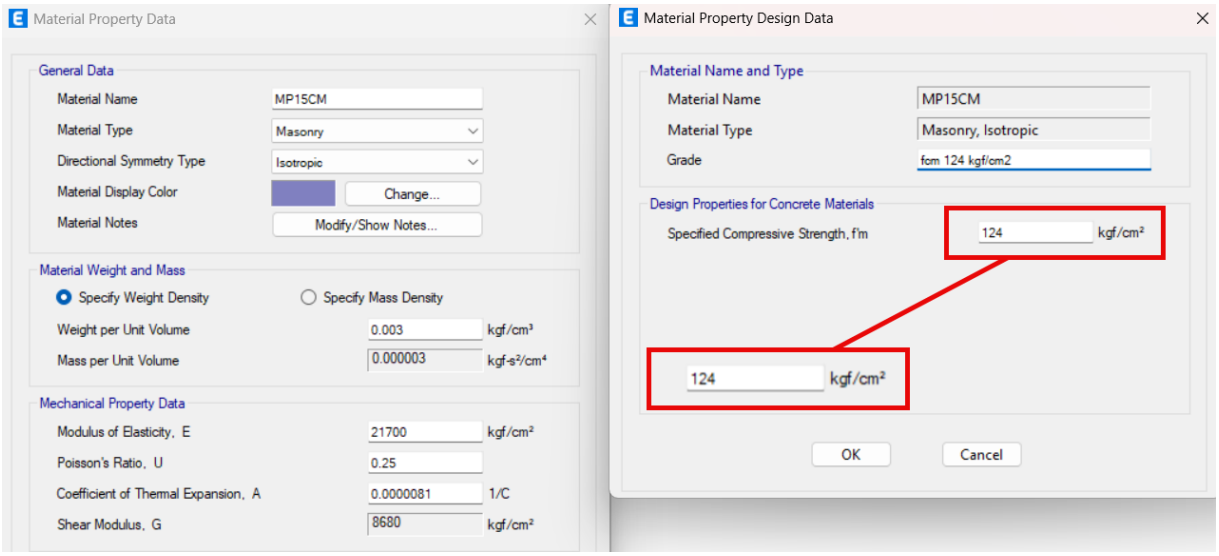
Definición de las propiedades mecánicas y de diseño del concreto de 4000 psi



Nota. Configuración de las propiedades del concreto isotrópico. El panel izquierdo detalla los parámetros físicos y mecánicos (peso, módulo de elasticidad y relación de Poisson); el panel derecho especifica la resistencia a la compresión de diseño, establecida en $4\ kip/in^2$ $(4000\ psi)$. Fuente: Elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 22

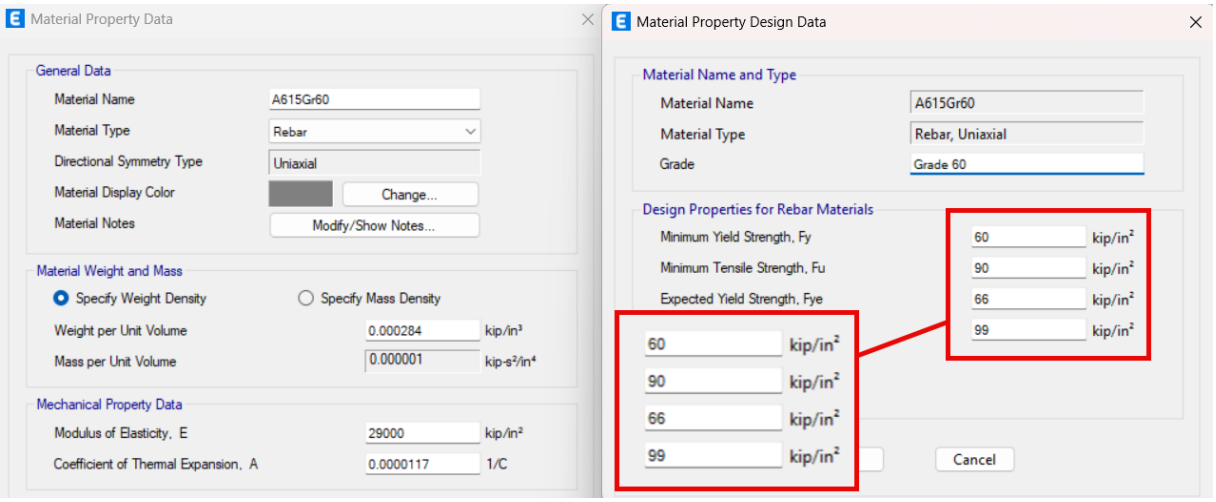
Definición de las propiedades mecánicas y de diseño de la mampostería (MP15CM)



Nota. Configuración de las propiedades de la mampostería (MP15CM). El panel izquierdo detalla los parámetros físicos y mecánicos isotrópicos (peso volumétrico, módulo de elasticidad y relación de Poisson); el panel derecho especifica la resistencia a la compresión de diseño (f'_m), establecida en $124\ kgf/cm^2$. Fuente: Elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 23

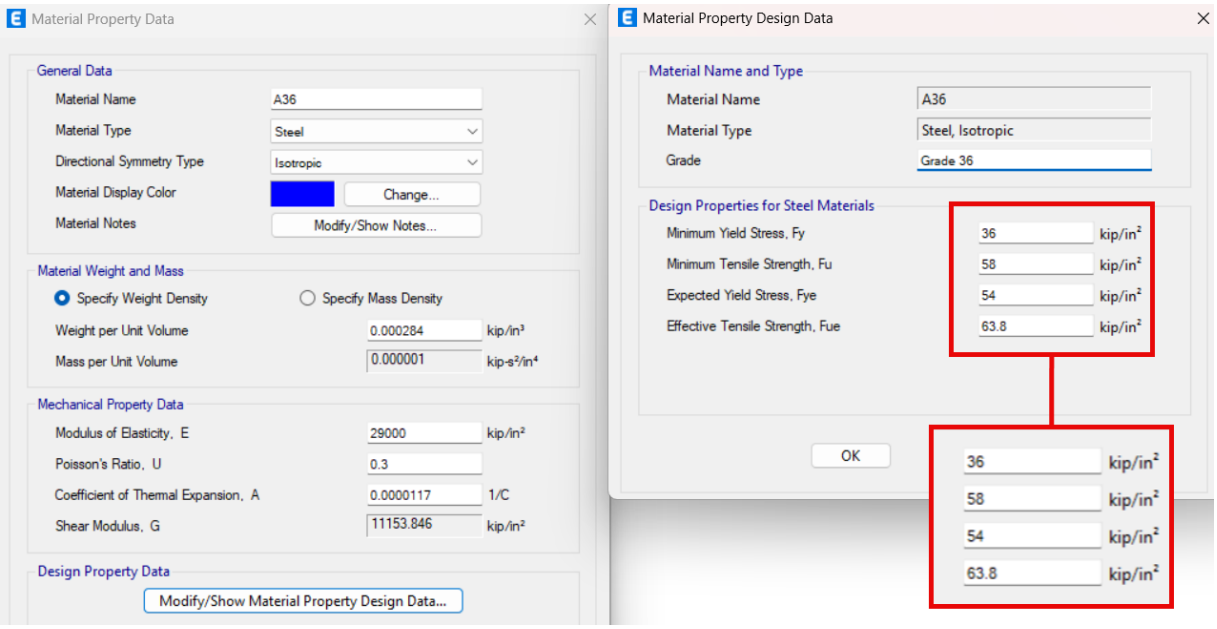
Definición de las propiedades mecánicas y de diseño del acero de refuerzo (A615 Grado 60)



Nota. Configuración de las propiedades del acero de refuerzo corrugado (A615 Grado 60). El panel izquierdo detalla los parámetros físicos y mecánicos uniaxiales (peso volumétrico y módulo de elasticidad); el panel derecho especifica las tensiones de diseño, estableciendo el límite de fluencia (f_y) en $60\ kip/in^2$ y el esfuerzo último (f_u) en $90\ kip/in^2$, junto con sus valores esperados. Fuente: Elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 24

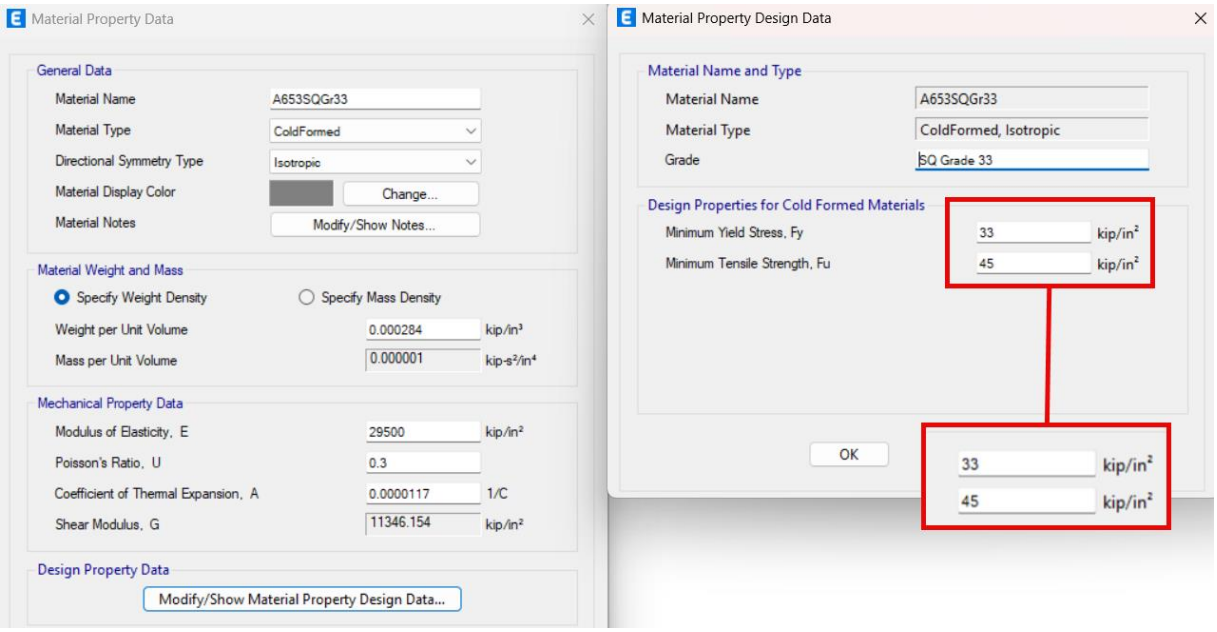
Definición de las propiedades mecánicas y de diseño del acero estructural laminado en caliente (A36)



Nota. Configuración de las propiedades del acero estructural (ASTM A36). El panel izquierdo detalla los parámetros físicos y mecánicos isotrópicos (peso volumétrico, módulo de elasticidad y relación de Poisson); el panel derecho especifica las tensiones de diseño, estableciendo el esfuerzo de fluencia (f_y) en $36\ kip/in^2$ y el esfuerzo último (Fu) en $58\ kip/in^2$, junto con sus valores esperados. Fuente: Elaboración propia a partir de CSI ETABS.

Figura 25

Definición de las propiedades mecánicas y de diseño del acero estructural laminado en frío (A653 SQ Grado 33)



Nota. Configuración de las propiedades del acero conformado en frío (ASTM A653 SQ Grado 33). El panel izquierdo detalla los parámetros físicos y mecánicos isotrópicos (peso volumétrico, módulo de elasticidad y relación de Poisson); el panel derecho especifica las tensiones críticas para elementos de pared delgada, estableciendo la fluencia (f_y) en $33\ kip/in^2$ y el esfuerzo último (f_u) en $45\ kip/in^2$. Fuente: Elaboración propia a partir de CSI ETABS.

10.1.3. Análisis y diseño estructural de los bloques 1 y 3.

De acuerdo con NSCM, el análisis modal debe considerar un número suficiente de modos para alcanzar al menos el 90% de la masa modal participativa en cada dirección principal. En este caso, los modos presentan una participación significativa: en la dirección X se obtiene un 55% correspondiente a un modo predominantemente traslacional; en la dirección Y, un 47%, también de carácter traslacional. Al considerar modos adicionales, se alcanza una participación acumulada superior al 90% en la dirección X en el modo 16, en la dirección Y en el modo 20.

En consecuencia, se verifica el cumplimiento de los requisitos normativos, evidenciando además un comportamiento dinámico adecuado sin indicios de irregularidades significativas que comprometan la respuesta estructural.

Tabla 9

Razones de Participación de Masa Modal y Verificación Dinámica Estructural

Table: modal participating mass ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0.151	0.5575	0.0047	0.5575	0.0047	0.0352	0.0352
Modal	2	0.143	0.1273	0.0803	0.6848	0.0851	0.3623	0.3975
Modal	3	0.13	0.0345	0.1618	0.7193	0.2469	0.0786	0.4761
Modal	4	0.125	0.0052	0.0201	0.7245	0.267	0.0003	0.4764
Modal	5	0.121	0.0002	0.4788	0.7246	0.7457	0.0251	0.5015
Modal	6	0.113	0.0126	0.0455	0.7372	0.7913	0.0844	0.5859
Modal	7	0.11	0.0152	0.0004	0.7524	0.7916	0.0026	0.5885
Modal	8	0.103	0.1038	0.0032	0.8562	0.7948	0.0175	0.606
Modal	9	0.099	0.0059	0.0107	0.8622	0.8055	0.1248	0.7308
Modal	10	0.092	0.0000245	0.0015	0.8622	0.807	0.1082	0.839
Modal	11	0.091	0.00002265	0.0001	0.8622	0.807	0.0033	0.8423
Modal	12	0.089	0.0062	0	0.8684	0.807	0.000005246	0.8423
Modal	13	0.088	0.0181	0.00002246	0.8865	0.8071	0.0006	0.8429
Modal	14	0.087	0.0008	0.0139	0.8873	0.821	0.0023	0.8453
Modal	15	0.086	0.0003	0.007	0.8875	0.828	0.0174	0.8627
Modal	16	0.084	0.0221	0.001	0.9097	0.8289	0.0006	0.8633
Modal	17	0.083	0.0031	0.0561	0.9128	0.8851	0.0309	0.8942
Modal	18	0.081	0.0003	0.0001	0.9131	0.8852	0.0006	0.8948
Modal	19	0.08	0.0002	0.0033	0.9133	0.8885	0.002	0.8967
Modal	20	0.079	0.0002	0.0244	0.9135	0.9129	0.0000354	0.8968

Nota. Resultados del análisis modal, verificándose una participación de masa acumulada superior al 90 % en el modo 16 para la dirección X y en el modo 20 para la dirección Y, conforme con los requisitos establecidos por la NSCM.

Tabla 10

Parámetros de Diseño Sísmico Estático y Cálculo del Cortante Basal

TABLE: Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

Name	Ecc Ratio	C	K	Weight Used $tonf$	Base Shear $tonf$
SX	0.05	0.6891	1		
SX(1/3)	0.05	0.6891	1	173.13363	119.3133
SX(2/3)	0.05	0.6891	1	173.13363	119.3133
SX(3/3)	0.05	0.6891	1	173.13363	119.3133
SY	0.05	0.6891	1		
SY(1/3)	0.05	0.6891	1	173.13363	119.3133
SY(2/3)	0.05	0.6891	1	173.13363	119.3133
SY(3/3)	0.05	0.6891	1	173.13363	119.3133

Nota. Parámetros de los patrones de carga sísmica (SX, SY): excentricidad accidental (Ecc Ratio), coeficiente sísmico de diseño (C) y distribución vertical (K). El peso sísmico y cortante basal se indican en toneladas-fuerza ($tonf$).

10.1.4. Análisis y diseño estructural del bloque 2.

Los resultados del análisis modal muestran una participación significativa de la masa: en la dirección X, el modo predominante alcanza el 71 % y presenta un comportamiento principalmente traslacional; en la dirección Y, la participación correspondiente es del 37 %, igualmente asociada a un modo de carácter traslacional.

Al incorporar los modos superiores, la participación modal acumulada supera el 90 % en ambas direcciones principales, alcanzándose este valor en el modo 15 para la dirección X y en el modo 7 para la dirección Y.

En consecuencia, se verifica el cumplimiento de los criterios normativos de participación modal. Asimismo, la respuesta obtenida evidencia un comportamiento dinámico adecuado, sin indicios de irregularidades significativas que puedan comprometer el desempeño estructural.

Tabla 11

Razones de Participación de Masa Modal y Verificación del Comportamiento Dinámico

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0.174	0.0019	0.2665	0.0019	0.2665	0.0501	0.0501
Modal	2	0.166	0.0166	0.1026	0.0185	0.3691	0.1989	0.249
Modal	3	0.144	0.0006	0.1343	0.0192	0.5033	0.0016	0.2505
Modal	4	0.134	0.7104	0.0006	0.7295	0.504	0.0282	0.2788
Modal	5	0.124	0.00002027	0	0.7296	0.504	0.0009	0.2796
Modal	6	0.122	0.00001153	0.0196	0.7296	0.5235	0.000001492	0.2796
Modal	7	0.111	0.0015	0.3765	0.7311	0.9	0.0079	0.2875
Modal	8	0.104	0.0004	0.0027	0.7315	0.9027	0.0195	0.307
Modal	9	0.104	0.0191	0.0029	0.7507	0.9056	0.5121	0.8192
Modal	10	0.096	0.0001	0.00004792	0.7508	0.9056	0.0001	0.8192
Modal	11	0.096	0.007	0.00003207	0.7578	0.9057	0.0013	0.8205
Modal	12	0.095	0.022	0.000006945	0.7798	0.9057	0.0011	0.8216
Modal	13	0.095	0.0001	0.000005163	0.7799	0.9057	0.000001064	0.8216
Modal	14	0.095	0.0001	0.000003958	0.7799	0.9057	0.00004679	0.8217
Modal	15	0.091	0.1255	0.0001	0.9055	0.9058	0.0515	0.8732

Nota. Resultados del análisis modal, verificándose una participación de masa acumulada superior al 90 % en el modo 15 para la dirección X y en el modo 7 para la dirección Y, con un comportamiento estructural predominantemente traslacional.

Tabla 12

Parámetros de Diseño Sísmico Estático y Cálculo del Cortante Basal

TABLE: Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient					
Name	**Ecc Ratio**	**C**	**K**	**Weight Used** $tonf$	**Base Shear** $tonf$
SX	0.05	0.49618	1		
SX(1/3)	0.05	0.49618	1	136.3526	67.6554
SX(2/3)	0.05	0.49618	1	136.3526	67.6554
SX(3/3)	0.05	0.49618	1	136.3526	67.6554
SY	0.05	0.49618	1		
SY(1/3)	0.05	0.49618	1	136.3526	67.6554
SY(2/3)	0.05	0.49618	1	136.3526	67.6554
SY(3/3)	0.05	0.49618	1	136.3526	67.6554

Nota. Nota. Parámetros de los patrones de carga sísmica (SX, SY): excentricidad accidental (Ecc Ratio), coeficiente sísmico de diseño (C) y distribución vertical (K). El peso sísmico y cortante basal se indican en toneladas-fuerza ($tonf$).

10.2. Resultados del objetivo específico 2

- Diseñar los elementos estructurales de concreto reforzado (columnas, vigas y losas) de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” mediante el software ETABS, conforme a las disposiciones del ACI 318-19.

Tras la evaluación técnica y con base en los resultados obtenidos, se definieron las secciones estructurales óptimas para los bloques 1 y 3 (164 m²). Los informes detallados del análisis y diseño se presentan en el Anexo E.

10.2.1. Diseño de elementos de concreto reforzado (bloques 1 y 3)

Tabla 13

Especificaciones de diseño de las secciones estructurales de concreto de los bloques 1 y 3

Secciones de concreto de los bloques 1 y 3						
Designación	**Dimensiones (cm)**	**Tipo de sección**	**Armado longitudinal**	**Armado transversal**	**Recubrimiento (cm)**	**Ubicación en ejes**
C-1	20X25	Columna	6#4	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Eje 1, 1", 2, 2", 3, 3", 4, 4", 5, A, A" y B
C-2	15X15	Columna	4#3	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Eje B
C-3	30X30	Columna	8#5	2 rama de estribo #3@12.5 cm	4	Eje A, B, 1 y 5
VI-1	15X15	Viga intermedia	4#3	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Eje 1, 2, 3, 4, 5, A, y B
VE-1	25X25	Viga de entrepiso	4#4	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Eje 1, 1", 2, 2", 3, 3", 4, 4", 5, A, y B
VE-2	25X30	Viga de entrepiso	4#4	2 rama de estribo #3@12.5 cm	2.5	Eje A"
VC-1	20X25	Viga corona	4#4	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Eje 1, 2, 3, 4, 5, A, y B

VA-1	30X25	Viga asísmica	6#4	2 rama de estribo #3@5 cm	7.5	Eje 1, 2, 3, 4, 5, A, y B

Nota. Detalles geométricos (cm) y de refuerzo (longitudinal y transversal) de las secciones de concreto optimizadas para un Bloque de $164\,m^2$, especificando su ubicación por ejes arquitectónicos. Los reportes de diseño detallados se incluyen en los anexos.

10.2.2. Diseño de elementos de concreto reforzado (bloque 2)

Tabla 14

Especificaciones de diseño de las secciones estructurales de concreto del bloque 2

Secciones de concreto del bloque 2						
Designación	**Dimensiones (cm)**	**Tipo de sección**	**Armado longitudinal**	**Armado transversal**	**Recubrimiento (cm)**	**Ubicación en ejes**
C-1	20X20	Columna	4#4	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Eje 1, 1", 2, 2", 3, 3", 4, 4", 5, A, A', A" y B
C-2	25X25	Columna	8#4	2 rama de estribo #2@15 cm	4	Eje A, B, 1 Y 5
VI-1	15X15	Viga intermedia	4#3	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Eje 1, 2, 3, 3", 5, A, y B
VE-1	20X25	Viga de entrepiso	4#4	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Confinamiento de la apertura de escalera
VE-2	20X30	Viga de entrepiso	5#4	2 rama de estribo #3@10 cm	2.5	Eje 1, 2', 3, 3', 3", 4', 4", 5, - A', A, A", B
VC-1	20X25	Viga corona	4#4	2 rama de estribo #2@10 cm	2.5	Eje 1, 3, 3", 5, A, y B
VA-1	30X25	Viga asísmica	5#5	3 rama de estribo #3@12.5 cm	7.5	Eje 1, 2', 3, 3", 4, 5, A, y B

Nota. Detalles geométricos (cm) y de refuerzo (longitudinal y transversal) de las secciones de concreto optimizadas para un Bloque de $160\,m^2$, especificando su ubicación por ejes arquitectónicos. Los reportes de diseño detallados se incluyen en los anexos.

Tabla 15

Especificaciones de refuerzo de las losas de entrepiso de los bloques 1 y 3

Resumen del refuerzo de losa de entrepiso del bloque 1		
Refuerzo		
Malla inferior	Largo =	Varillas #3@25 cm
	Corto =	Varillas #3@25 cm
Malla superior	Largo =	Varillas #3@25 cm
	Corto =	Varillas #3@25 cm

Nota. Diseño del acero de refuerzo para las mallas superior e inferior de la losa de entrepiso. Se especifica una distribución uniforme bidireccional empleando varillas #3 con un espaciamiento de 25 cm, tanto en la dirección longitudinal (largo) como transversal (corto).

Figura 26

Resumen de las dimensiones y el diseño de refuerzo para las zapatas aisladas del bloque 1

ZAPATA	L (m)	B (m)	Espesor (m)	D (m)	REFUERZO		
Z-1	1.5	1.5	0.35	0.85	Malla inferior	LARGO =	8 VARILLAS #4@20 cm
						CORTO =	8 VARILLAS #4@20 cm
					Malla superior	LARGO =	8 VARILLAS #4@20 cm
						CORTO =	8 VARILLAS #4@20 cm
Z-2	2.2	1	0.35	0.85	Malla inferior	LARGO =	12 VARILLAS #4@20 cm
						CORTO =	5 VARILLAS #4@20 cm
					Malla superior	LARGO =	12 VARILLAS #4@20 cm
						CORTO =	5 VARILLAS #4@20 cm

Nota. Características geométricas y detallado de acero de las zapatas Z-1 y Z-2. Incluye dimensiones, junto con el armado de las mallas superior e inferior (varillas #4). Esta configuración garantiza la resistencia ante demandas de cortante basal y momentos de vuelco del diseño sísmico.

Tabla 16

Especificaciones de refuerzo de la losa de entrepiso en el bloque 2

Resumen del refuerzo de losa de entrepiso del bloque 2		
Refuerzo		
Malla inferior	Largo =	Varillas #3@15 cm
	Corto =	Varillas #3@15 cm
Malla superior	Largo =	Varillas #3@15 cm
	Corto =	Varillas #3@15 cm

Nota. Diseño del acero de refuerzo para las mallas superior e inferior de la losa. Se especifica un armado uniforme bidireccional empleando varillas #3 con un espaciamiento de 15 cm, tanto en la dirección longitudinal (largo) como transversal (corto)

Figura 27

ZAPATA	L (m)	B (m)	Espesor (m)	D (m)	REFUERZO		
Z-1	1.5	1.5	0.35	0.85	Malla inferior	LARGO =	15 VARILLAS #5@10 cm
						CORTO =	15 VARILLAS #5@10 cm
					Malla superior	LARGO =	15 VARILLAS #5@10 cm
						CORTO =	15 VARILLAS #5@10 cm
Z-2	1.2	1.2	0.35	0.85	Malla inferior	LARGO =	6 VARILLAS #4@20 cm
						CORTO =	6 VARILLAS #4@20 cm
					Malla superior	LARGO =	6 VARILLAS #4@20 cm
						CORTO =	6 VARILLAS #4@20 cm

10.2.3. Diseño de elementos de acero conformado en frío

El detalle del análisis y diseño de los elementos de acero estructural se encuentra en la sección 10.4.

Tabla 17

Especificaciones y Nivel de Esfuerzo para Secciones de Acero en los bloques 1,2 y 3

Secciones de acero del Bloque 1, 2 y 3.			
Designación	**Dimensiones (in)**	**Tipo de sección**	**Ratio**
P-1	2X6X1/8	Clavador	0.942

Notas. Propiedades geométricas en pulgadas (in) y relación de demanda/capacidad (ratio) para el perfil estructural tipo clavador.

10.2.4. Revisión de presiones en el suelo (Bloque 1 y 3)

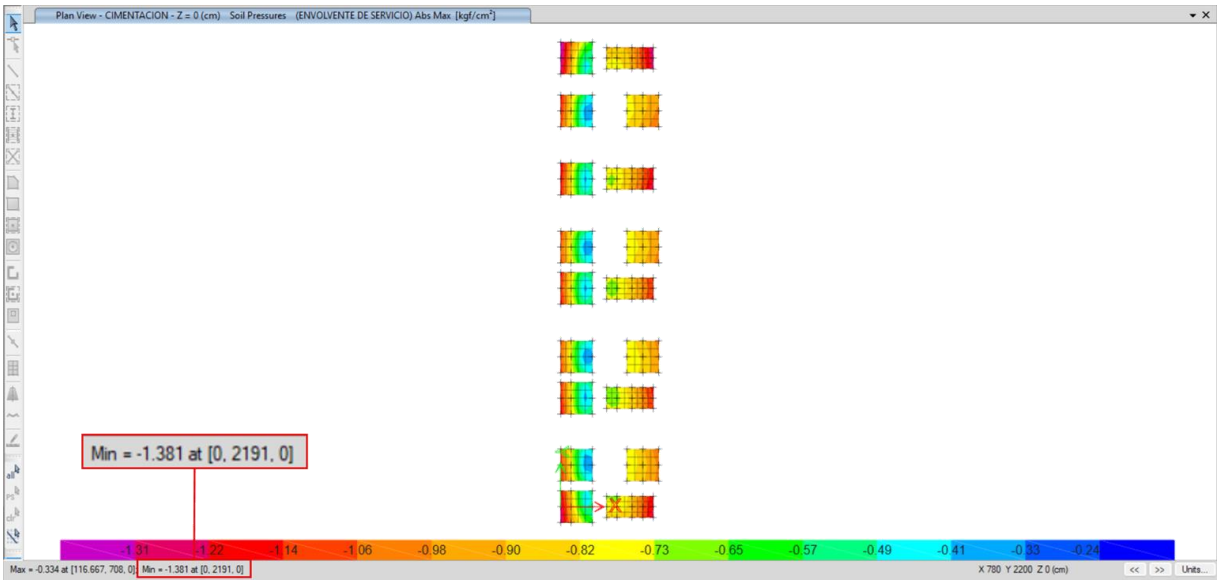
De acuerdo con los resultados obtenidos, la presión de contacto transmitida al suelo es inferior a la presión admisible del terreno:

$$1.38\ kg/cm^2 < 1.50\ kg/cm^2$$

Por lo tanto, se cumple satisfactoriamente el criterio de capacidad portante del suelo.

Figura 28

Distribución gráfica de las presiones de contacto estáticas en la cimentación (Envolvente de Servicio)



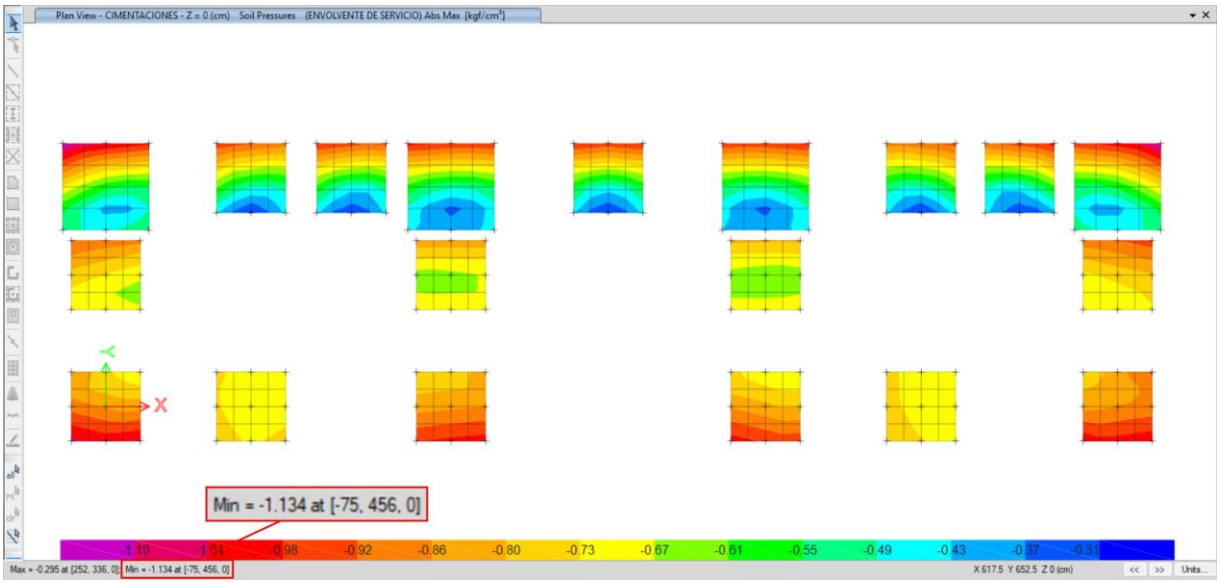
Nota. Mapa de contornos de esfuerzos transmitidos al suelo de apoyo en el nivel base para la combinación de la envolvente de servicio. La escala cromática detalla un esfuerzo máximo de compresión de 1.381 kgf/cm^2 constatando gráficamente que la demanda máxima no excede la capacidad portante admisible. Fuente: Elaboración propia a partir de CSI ETABS.

10.2.5. Revisión de presiones en el suelo (Bloque 2)

A como podemos observar, la presión del suelo ejercida por el suelo es menor que la presión admisible. 1.134 kg/cm^2<1.50 kg/cm^2.

Figura 29

Distribución gráfica de las presiones de contacto estáticas en la cimentación (Envolvente de Servicio)



Nota. Mapa de contornos de esfuerzos transmitidos al suelo de apoyo en el nivel base para la combinación de la envolvente de servicio. La escala cromática detalla un esfuerzo máximo de compresión de 1.134 kgf/cm^2 constatando gráficamente que la demanda máxima no excede la capacidad portante admisible. Fuente: Elaboración propia a partir de CSI ETABS.

10.3. Resultados del objetivo específico 3

- Dimensionar los muros de mampostería confinada de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” mediante el software Mathcad Prime, en cumplimiento de la NTC y la (MP-001).

10.3.1. **Diseño de mampostería confinada (Bloque 1 y 3)**

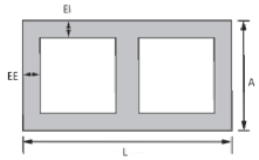
Figura 30

Propiedades Geométricas y Mecánicas del Bloque de Mampostería

- Dimensiones del bloque

$w :=$ 15X20X40

$w_p = 200 \ \frac{kgf}{m^2}$ (Peso del bloque NSCM - 22)



$b = 15 \ cm$ (Ancho del bloque)

$h := 40 \ cm$ (Altura del bloque)

$t_{repello} :=$ 0 $\cdot \ cm$ (Espesor del repello)

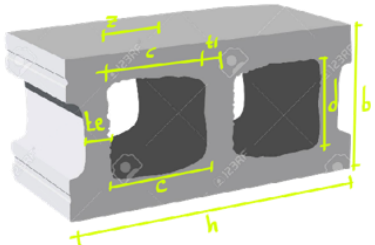
$w_{extra} := 25 \ \frac{kgf}{m^2}$ (Peso adicional por centímetro de repello)

$t_e = 2.5 \ cm$ (Espesor de las paredes externas del bloque, tabla 2 de la NTON)

$t_i = 2.5 \ cm$ (Espesor de las paredes internas del bloque, tabla 2 de la NTON)

- Propiedades geométricas para el diseño

$I_{x1} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 80000 \ cm^4$



$c := \frac{h - 2 \cdot t_e - t_i}{2} = 16.25 \ cm$

$d := b - 2 \cdot t_e = 10 \ cm$

$I_{x2} := \frac{1}{12} \cdot d \cdot c^3 = 3575.846 \ cm^4$

$A_2 := d \cdot c = 162.5 \ cm^2 \quad z := \frac{t_i + c}{2} = 9.375 \ cm$

Teorema de los ejes paralelos:

$I_R := I_{x2} + A_2 \cdot z^2 = 17858.073 \ cm^4 \quad I_{total} := I_{x1} - I_R = 62141.927 \ cm^4$

Nota. Cálculo de las propiedades geométricas del bloque hueco de mampostería de 15 × 20 × 40 cm, conforme con la NSCM-22 y la NTON, incluyendo la determinación del momento de inercia mediante el teorema de los ejes paralelos. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 31

Cálculo del Espesor Equivalente y Propiedades Mecánicas del Muro

- Espesor equivalente y peso específico para el modelado

$t_{eq} := \frac{h \cdot b - A_2 \cdot 2}{h} + t_{repello} = 6.875\ cm$ (Espesor equivalente)

$\gamma := \frac{w_p + \frac{w_{extra} \cdot t_{repello}}{1\ cm}}{t_{eq}} = 0.003\ \frac{kgf}{cm^3}$ (Peso específico equivalente)

- Propiedades mecánicas

$f'_m :=$ Zona C $\frac{kgf}{cm^2} = 124\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia básica a la compresión de la mampostería sobre el área neta según la NTON sección 4.1 y 4.2. Elegir la zona según el RNC Figura 2)

$E_m := 350 \cdot f'_m = 43400\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Módulo de elasticidad 2.8.5.4.a)

$G_m := 20\% \cdot E_m = 8680\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Módulo de rigidez a cortante 2.8.6.4.1)

$v_m := 0.25$ (Módulo de Poisson 2.8.6.2)

$G_E := \frac{E_m}{2 \cdot (1 + v_m)} = 17360\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Módulo de rigidez cortante elástico compatible con el modulo de elasticidad)

$h_m := 3.00\ m$ $t_{real} := b = 15\ cm$ (Altura del paño del muro de mampostería)

$M_e := \text{if}\left(\frac{h_m}{t_{real}} \le 25, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$ (Campo de aplicación 6.1.3)

$f'_m = 124\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia básica a la compresión de la mampostería sobre el área neta)

$A_n := b \cdot h - 2 \cdot A_2 = 275\ cm^2$ (Área neta transversal de la mampostería)

$F_y :=$ Grado: 60 (Fluencia del acero de las columnas de confinamiento 3.4)

$l := 1\ m$ (Ancho de diseño de mampostería) $F'c := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia a compresión del concreto)

Nota. Determinación del espesor equivalente y de las propiedades mecánicas de la mampostería, conforme con la NTON y el RNC, para su incorporación en el modelo numérico. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 32

Solicitaciones de Diseño y Predimensionamiento de Elementos de Confinamiento

- Solicitaciones del muro

M_{22} (kgf·m)	M_{11} (kgf·m)	P_u (kgf)	V_u (kgf)
77.19	78.1	5510.53	195

- Predimensionamiento de castillos y dalas

Base de la columna en tensión: $b_{c1} := 20\ cm$

Altura de la columna en tensión: $h_{c1} := 25\ cm$

Centroide en tensión: $c_1 := \frac{b_{c1}}{2} = 10\ cm$

Base de la columna en compresión: $b_{c2} := 20\ cm$

Altura de la columna en compresión: $h_{c2} := 25\ cm$

Centroide en compresión: $c_2 := \frac{b_{c2}}{2} = 10\ cm$

Separación de los estribos de columna: $S_1 := 10\ cm$

Separación de los estribos de columna: $S_2 := 10\ cm$

$\phi_1 :=$ Diametro (in): 4 - 1/2 (Diámetro de las barras corrugadas para la columna 1)

$n_1 := 6$ (Número de varillas a utilizar en la columna 1)

$\phi_2 :=$ Diametro (in): 4 - 1/2 (Diámetro de las barras corrugadas para la columna 2)

$n_2 := 6$ (Número de varillas a utilizar en la columna 2)

$A_{col} := (b_{c1} \cdot h_{c1}) + (b_{c2} \cdot h_{c2}) = 1000\ cm^2$ (Área neta para 1 metro de muro)

$I_x := \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{(d) \cdot (c)^3}{12} = 76424.154\ cm^4$ (Inercia en el eje x para 1m del muro)

$I_y := \frac{h \cdot b^3}{12} - \frac{(c) \cdot (d)^3}{12} = 9895.833\ cm^4$ (Inercia en el eje y para 1m del muro)

Nota. Verificación de las solicitaciones sísmicas y predimensionamiento de los elementos de confinamiento del muro, incluyendo el refuerzo y las propiedades geométricas empleadas en el análisis. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 33

Verificación Normativa de Cuantías de Acero Longitudinal en Elementos de Confinamiento

$r := \sqrt{\frac{I_x}{A_n}} = 16.671\ cm$ (Radio de giro de la sección transversal del muro)

$As_{min1} := 0.2 \cdot \frac{F'c}{F_y} \cdot b_{c1} \cdot h_{c1} = 6.638\ cm^2$ (Área de acero mínimo de la columna longitudinal 1 de confinamiento sección 6.2.3.2)

$As_{min2} := 0.2 \cdot \frac{F'c}{F_y} \cdot b_{c2} \cdot h_{c2} = 6.638\ cm^2$ (Área de acero mínimo de la columna longitudinal 1 de confinamiento sección 6.2.3.2)

$As_{max1} := 3\% \cdot b_{c1} \cdot h_{c1} = 15\ cm^2$ (Área de acero máximo de la columna longitudinal 1 de confinamiento)

$As_{max2} := 3\% \cdot b_{c2} \cdot h_{c2} = 15\ cm^2$ (Área de acero máximo de la columna longitudinal 2 de confinamiento)

$As_{col1} := n_1 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_1^{\,2}}{4} = 7.601\ cm^2$ (Área total del número de varillas en columna 1)

if $As_{min1} \le As_{col1} \le As_{max1}$ = "Cumple" (Chequeo de área transversal de barras corrugadas, menor que el máximo pero mayor que el mínimo)
"Cumple"
else
"No cumple"

$As_{col2} := n_2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_2^{\,2}}{4} = 7.601\ cm^2$ (Área total del número de varillas en columna 2)

if $As_{min2} \le As_{col2} \le As_{max2}$ = "Cumple" (Chequeo de área transversal de barras corrugadas, menor que el máximo pero mayor que el mínimo)
"Cumple"
else
"No cumple"

$\Sigma A_s := As_{col1} + As_{col2} = 15.201\ cm^2$ (Área total del refuerzo longitudinal de la columna)

Nota. Verificación del refuerzo longitudinal de los castillos de confinamiento, conforme con los límites mínimos y máximos establecidos por la normativa vigente. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 34

Verificación Normativa del Detallado de Refuerzo Transversal y Resistencia a Compresión

- Detallado del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas (Sección 6.2.3)

$Ver_1 := \text{if}\left(S_1 \le 1.5 \cdot t_{real} \wedge S_1 \le 200\ mm, \text{“Cumple separación”}, \text{“No cumple separación”}\right)$

$Ver_1 = \text{“Cumple separación”}$ (Chequeo de separación de estribos 6.2.2.3)

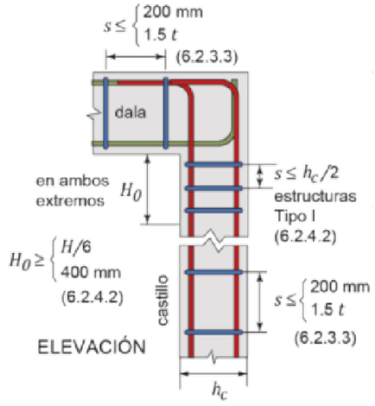
$Ver_2 := \text{if}\left(S_2 \le 1.5 \cdot t_{real} \wedge S_2 \le 200\ mm, \text{“Cumple separación”}, \text{“No cumple separación”}\right)$

$Ver_2 = \text{“Cumple separación”}$ (Chequeo de separación de estribos 6.2.2.3)

$H_o := \max\left(\frac{h_m}{6}, 400\ mm\right) = 50\ cm$ (Sección 6.2.3)

$$Ver_3 := \begin{cases} \text{if } S_1 \le \frac{h_{c1}}{2} \wedge S_1 \le H_o = \text{“Cumple”} \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple”} \end{cases}$$

$$Ver_4 := \begin{cases} \text{if } S_2 \le \frac{h_{c2}}{2} \wedge S_2 \le H_o = \text{“Cumple”} \\ \quad \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“No cumple”} \end{cases}$$



- Resistencia a compresión de muros confinados (Sección 6.4.1)

$F_R := 0.6$ $H := h_m$ (Altura del muro) $t := t_{real}$ (Espesor del muro)

$e' := \left(\frac{t_{real}}{2} - \frac{t_{real}}{3}\right) + \frac{t_{real}}{24} = 3.125\ cm$ (Excentricidad calculada para la carga vertical mas una excentricidad accidental 3.1.2.3.1)

$k :=$ Ver 3.1.2.3.1 b): Muros extremos (Factor de altura efectiva 3.1.2.3)

Nota. Verificación del refuerzo de castillos y dalas, así como de los parámetros geométricos empleados en la evaluación de la resistencia a compresión de los muros confinados, conforme con las secciones 6.2.3 y 6.4.1. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 35

Verificación Analítica de Resistencia a Compresión y Flexo compresión en el Plano

Separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro:

$$L' := l - \frac{c_1}{2} - \frac{c_2}{2} = 0.9\ m$$

Longitud completa del muro incluyendo los castillos:

$$L := l + c_1 + c_2 = 1.2\ m$$

Área bruta de la sección del muro:

$$A_T := t \cdot L = 1800\ cm^2$$

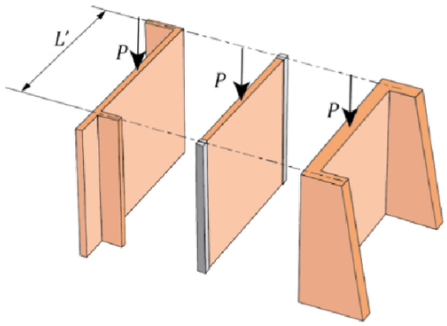


Figura 3.1.2.4.1 – Restricción a la deformación lateral

Elegir el caso correspondiente:
1. Elija 1 si su caso es: "Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

2. Elija 2 si su caso es: "Efecto de las restricciones a la deformaciones laterales"

$F_{E_req} :=$ Ver: Seccion 3.1.2.4

$$P_R := F_R \cdot F_E \cdot \left(f'_m \cdot A_T + \Sigma A_s \cdot F_y\right) = 130.36\ tonnef$$ (Resistencia pura a la compresión del muro)

$$R_{ev_c_a} := \text{if}\left(P_u \le P_R, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

- Flexo-compresión en el plano del muro por el método optativo (Sección 6.4.2)

$$d' := l - c_1 - c_2 = 0.8\ m$$ (Distancia entre los centroides de las columnas en los extremos del muro)

$$d := l - min\left(\frac{c_1}{2}, \frac{c_2}{2}\right) = 0.95\ m$$ (Distancia al centroide de una columna y extremo del muro)

$$M_o := \Sigma A_s \cdot F_y \cdot d' = 51.3\ tonnef \cdot m$$ (Resistencia nominal a flexion pura del muro 6.4.2.2)

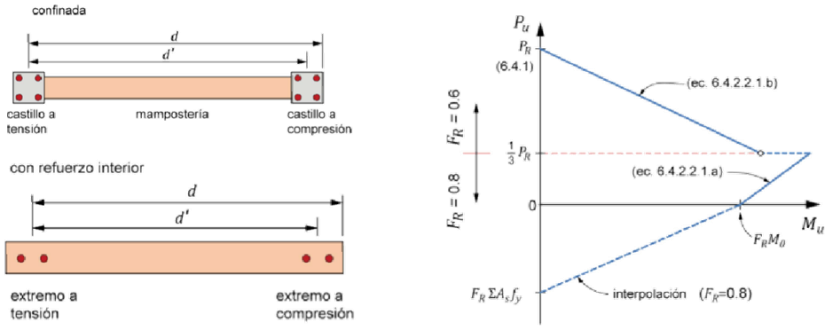
$$F_R := \text{if}\left(P_u \le \frac{P_R}{3}, 0.8, 0.6\right) = 0.8$$

Nota. Evaluación de la resistencia a compresión y flexo compresión del muro, considerando los efectos de excentricidad y los parámetros establecidos en la Sección 6.4.2. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

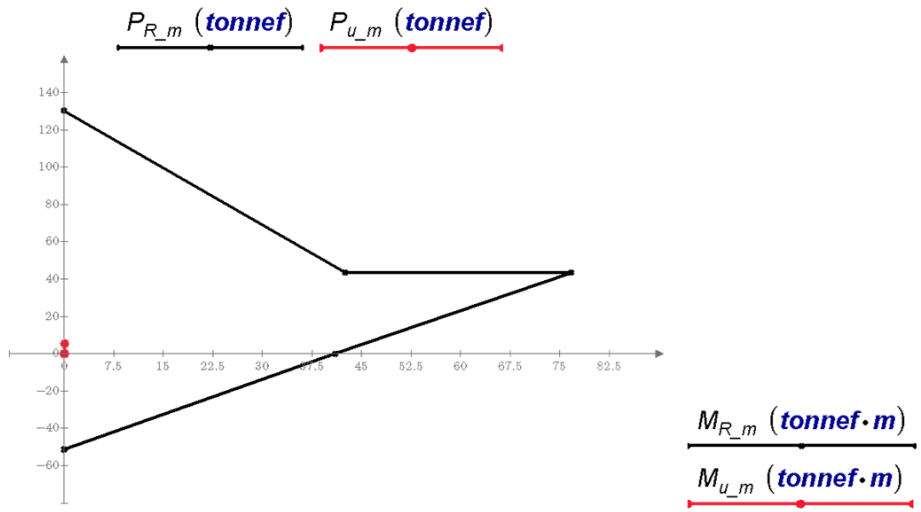
Figura 36

Cálculo de Capacidad a Flexo compresión y Diagrama de Interacción en el Plano

$$M_R := \text{if } 0\ \textit{kgf} \le P_u \le \frac{P_R}{3} \quad \left\| F_R \cdot M_o + 0.3 \cdot P_u \cdot d \right. \quad \text{else} \quad \left\| \left(1.5 \cdot F_R \cdot M_o + 0.15 \cdot P_R \cdot d\right) \cdot \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \right. = 42.611\ \textit{tonnef} \cdot \textit{m}$$



- Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante en el plano del muro, resistente de diseño con el método optativo



Nota. Verificación de la capacidad a flexo compresión del muro confinado mediante el diagrama de interacción, comprobando que las solicitaciones sísmicas se encuentran dentro del dominio resistente de la sección. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 37

Verificación Analítica de la Capacidad a Esfuerzo Cortante de la Mampostería

9. Fuerza cortante resistida por la mampostería (Sección 6.5.2)

6.5.2.1 La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería, V_{mR}, se calculará con la ec. 6.5.2.1:

$P := P_u$ (Carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga 6.5.2.3)

$V_u = 195\ kgf$ (Demanda a corte en la mampostería)

$vm := 10\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia especificada a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta)

$c_v := 0.2$ (Coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería)

$$f := \begin{cases} 1.5 & \text{if } \frac{H}{L} \le 0.2 \\ \text{linterp}\left(x, y, \frac{H}{L}\right) & \text{else if } 0.2 \le \frac{H}{L} \le 1 \\ 1 & \text{else if } \frac{H}{L} \ge 1 \end{cases} = 1$$

$v'_m := \frac{vm}{1 + 2.5 \cdot c_v} = 6.667\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia a compresión diagonal para diseño 2.8.2.4.6)

$V_{mR} := min\left(F_R \cdot \left(0.5\ v'_m \cdot A_T + 0.3 \cdot P\right) \cdot f, 1.5 \cdot F_R \cdot v'_m \cdot A_T \cdot f\right) = 6.123\ tonnef$

$R_{ev_e_c} := \text{if}\left(V_u \le V_{mR}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Nota. Verificación de la resistencia a cortante de la mampostería, conforme con la Sección 6.5.2, comprobándose que la capacidad resistente supera la demanda última. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 38

Verificación Analítica y Parámetros de Diseño para Flexo compresión Fuera del Plano

- Flexocompresión fuera del plano (Sección 4.1.6.3)

a) Si se usa el método general de diseño (véase 6.4.2.1 ó 7.3.2.1) F_R para flexocompresión se calculará de acuerdo con la tabla 4.1.6.3.1. La deformación unitaria de fluencia del acero, ε_{ty}, será igual a $\frac{F_y}{E_s}$ (para acero grado 40, ε_{ty} = 0.002). El mismo valor de F_R se debe aplicar a las resistencias nominales a momento y a carga axial.

$E_s := 29000\ ksi$ - *Modulo de elasticidad del acero*

$\varepsilon_{ty} := \text{if}\left(F_y = 60\ ksi, \frac{F_y}{E_m}, 0.002\right) = 0.097$ - *Deformación unitaria de fluencia del acero*

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } F'c \le 28\ MPa \\ \quad 0.85 \\ \text{else if } 28\ MPa < F'c < 55\ MPa \\ \quad 0.85 - \frac{0.05 \cdot (F'c - 28\ MPa)}{7\ MPa} \\ \text{else} \\ \quad 0.65 \end{cases} = 0.85$$

- *Factor beta según la resistencia a la compresión del concreto*

$a := \frac{\Sigma A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F'c \cdot b} = 17.962\ cm$ - *Altura del bloque de compresión*

$c := \frac{a}{\beta_1} = 21.132\ cm$ - *Profundidad del eje neutro*

$\varepsilon_t := 0.003 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) = 0.01049$ (Deformación unitaria a tensión calculada en el acero de refuerzo a tensión en el extremo)

$$F_{R_ver} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \le \varepsilon_{ty} \\ \quad \text{“Controlado por compresion”} \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} \le \varepsilon_t \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \text{“Transicion”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Controlado por tension”} \end{cases} = \text{“Controlado por compresion”}$$

Nota. Verificación de la capacidad a flexo compresión fuera del plano del muro confinado, conforme con la Sección 4.1.6.3, determinándose que la sección está controlada por compresión.

Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 39

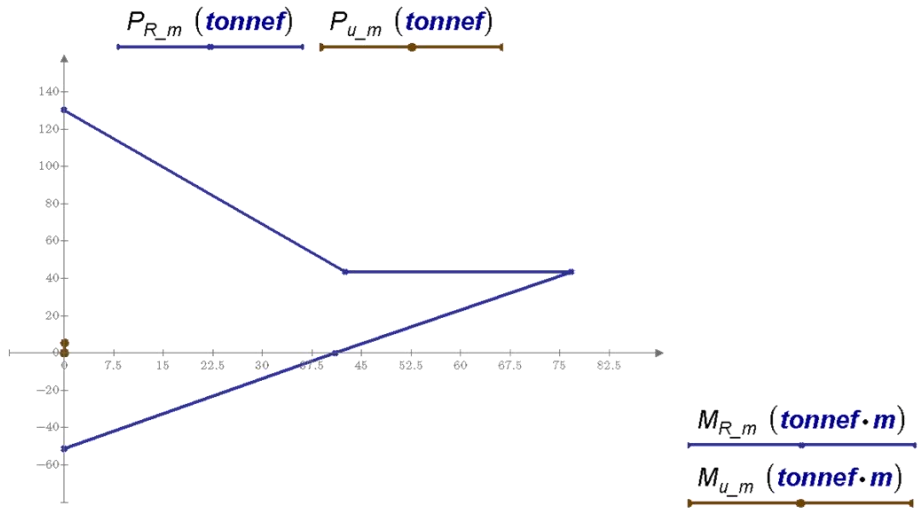
Cálculo de Capacidad a Flexo compresión y Diagrama de Interacción Fuera del Plano

$$F_{R1} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \le \varepsilon_{ty} \\ \quad 0.6 \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} \le \varepsilon_t \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad 0.6 + 0.2 \cdot \dfrac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} \\ \text{else} \\ \quad 0.8 \end{cases} = 0.6$$

$$F_R := \text{if}\left(F_{R1} = 0.6 + 0.2 \cdot \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003}, 0.6, \text{if}\left(P_u \le \frac{P_R}{3}, 0.8, 0.6\right)\right) = 0.8$$

$$M_R := \begin{cases} \text{if } 0\ \textit{kgf} \le P_u \le \dfrac{P_R}{3} \\ \quad F_R \cdot M_o + 0.3 \cdot P_u \cdot d \\ \text{else} \\ \quad \left(1.5 \cdot F_R \cdot M_o + 0.15 \cdot P_R \cdot d\right) \cdot \left(1 - \dfrac{P_u}{P_R}\right) \end{cases} = 42.611\ \textit{tonnef} \cdot \textit{m}$$

- Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante fuera del plano, resistente de diseño con el método optativo



Nota. Verificación de la capacidad a flexo compresión fuera del plano del muro confinado mediante el diagrama de interacción, comprobándose que las solicitaciones sísmicas se encuentran dentro de la envolvente resistente de diseño. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Finalizado el análisis y diseño de la mampostería confinada para los bloques 1 y 3, se verifica que el sistema de muros posee la capacidad resistente y la estabilidad requeridas para garantizar un adecuado comportamiento sísmico frente a las solicitaciones de diseño previstas.

10.3.2. Diseño de mampostería confinada (Bloque 2)

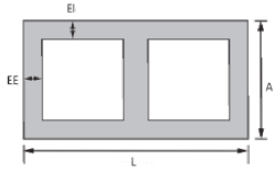
Figura 40

Propiedades Geométricas y Mecánicas del Bloque de Mampostería

- Dimensiones del bloque

$w :=$ 15X20X40

$w_p = 200 \ \frac{kgf}{m^2}$ (Peso del bloque NSCM - 22)



$b = 15 \ cm$ (Ancho del bloque)

$h := 40 \ cm$ (Altura del bloque)

$t_{repello} :=$ 0 $\cdot \ cm$ (Espesor del repello)

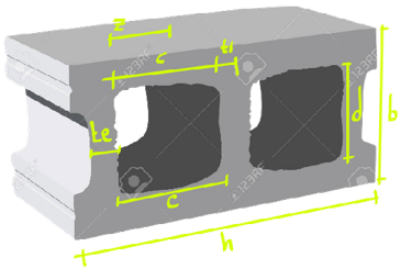
$w_{extra} := 25 \ \frac{kgf}{m^2}$ (Peso adicional por centímetro de repello)

$t_e = 2.5 \ cm$ (Espesor de las paredes externas del bloque, tabla 2 de la NTON)

$t_i = 2.5 \ cm$ (Espesor de las paredes internas del bloque, tabla 2 de la NTON)

- Propiedades geométricas para el diseño

$I_{x1} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 80000 \ cm^4$



$c := \frac{h - 2 \cdot t_e - t_i}{2} = 16.25 \ cm$

$d := b - 2 \cdot t_e = 10 \ cm$

$I_{x2} := \frac{1}{12} \cdot d \cdot c^3 = 3575.846 \ cm^4$

$A_2 := d \cdot c = 162.5 \ cm^2$ $\quad z := \frac{t_i + c}{2} = 9.375 \ cm$

Teorema de los ejes paralelos:

$I_R := I_{x2} + A_2 \cdot z^2 = 17858.073 \ cm^4$ $\quad I_{total} := I_{x1} - I_R = 62141.927 \ cm^4$

Nota. Cálculo de las propiedades geométricas del bloque hueco de mampostería de 15 × 20 × 40 cm, conforme con la NSCM-22 y la NTON, incluyendo la determinación del momento de inercia mediante el teorema de los ejes paralelos. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 41

Cálculo del Espesor Equivalente y Propiedades Mecánicas del Muro

- Espesor equivalente y peso específico para el modelado

$t_{eq} := \frac{h \cdot b - A_2 \cdot 2}{h} + t_{repello} = 6.875\ cm$ (Espesor equivalente)

$\gamma := \frac{w_p + \frac{w_{extra} \cdot t_{repello}}{1\ cm}}{t_{eq}} = 0.003\ \frac{kgf}{cm^3}$ (Peso específico equivalente)

- Propiedades mecánicas

$f'_m :=$ Zona C $\frac{kgf}{cm^2} = 124\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia básica a la compresión de la mampostería sobre el área neta según la NTON sección 4.1 y 4.2. Elegir la zona según el RNC Figura 2)

$E_m := 350 \cdot f'_m = 43400\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Módulo de elasticidad 2.8.5.4.a)

$G_m := 20\% \cdot E_m = 8680\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Módulo de rigidez a cortante 2.8.6.4.1)

$v_m := 0.25$ (Módulo de Poisson 2.8.6.2)

$G_E := \frac{E_m}{2 \cdot (1 + v_m)} = 17360\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Módulo de rigidez cortante elástico compatible con el modulo de elasticidad)

$h_m := 3.00\ m$ $t_{real} := b = 15\ cm$ (Altura del paño del muro de mampostería)

$M_e := \text{if}\left(\frac{h_m}{t_{real}} \le 25, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$ (Campo de aplicación 6.1.3)

$f'_m = 124\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia básica a la compresión de la mampostería sobre el área neta)

$A_n := b \cdot h - 2 \cdot A_2 = 275\ cm^2$ (Área neta transversal de la mampostería)

$F_y :=$ Grado: 60 (Fluencia del acero de las columnas de confinamiento 3.4)

$l := 1\ m$ (Ancho de diseño de mampostería) $F'c := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia a compresión del concreto)

Nota. Determinación del espesor equivalente y de las propiedades mecánicas de la mampostería, conforme con la NTON y el RNC, para su incorporación en el modelo numérico. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 42

Solicitaciones de Diseño y Predimensionamiento de Elementos de Confinamiento

- Solicitaciones del muro

M_{22} (kgf·m)	M_{11} (kgf·m)	P_u (kgf)	V_u (kgf)
50	36	5207	171

- Predimensionamiento de castillos y dalas

Base de la columna en tensión: $b_{c1} := 25\ cm$

Altura de la columna en tensión: $h_{c1} := 25\ cm$

Centroide en tensión: $c_1 := \frac{b_{c1}}{2} = 12.5\ cm$

Base de la columna en compresión: $b_{c2} := 25\ cm$

Altura de la columna en compresión: $h_{c2} := 25\ cm$

Centroide en compresión: $c_2 := \frac{b_{c2}}{2} = 12.5\ cm$

Separación de los estribos de columna: $S_1 := 10\ cm$

Separación de los estribos de columna: $S_2 := 10\ cm$

$\phi_1 :=$ Diametro (in): 4 - 1/2 (Diámetro de las barras corrugadas para la columna 1)

$n_1 := 8$ (Número de varillas a utilizar en la columna 1)

$\phi_2 :=$ Diametro (in): 4 - 1/2 (Diámetro de las barras corrugadas para la columna 2)

$n_2 := 8$ (Número de varillas a utilizar en la columna 2)

$A_{col} := (b_{c1} \cdot h_{c1}) + (b_{c2} \cdot h_{c2}) = 1250\ cm^2$ (Área neta para 1 metro de muro)

$I_x := \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{(d) \cdot (c)^3}{12} = 76424.154\ cm^4$ (Inercia en el eje x para 1m del muro)

$I_y := \frac{h \cdot b^3}{12} - \frac{(c) \cdot (d)^3}{12} = 9895.833\ cm^4$ (Inercia en el eje y para 1m del muro)

Nota. Verificación de las solicitaciones sísmicas y predimensionamiento de los elementos de confinamiento del muro, incluyendo el refuerzo y las propiedades geométricas empleadas en el análisis. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 43

Verificación Normativa de Cuantías de Acero Longitudinal en Elementos de Confinamiento

$r := \sqrt{\frac{I_x}{A_n}} = 16.671\ cm$ (Radio de giro de la sección transversal del muro)

$As_{min1} := 0.2 \cdot \frac{F'c}{F_y} \cdot b_{c1} \cdot h_{c1} = 8.297\ cm^2$ (Área de acero mínimo de la columna longitudinal 1 de confinamiento sección 6.2.3.2)

$As_{min2} := 0.2 \cdot \frac{F'c}{F_y} \cdot b_{c2} \cdot h_{c2} = 8.297\ cm^2$ (Área de acero mínimo de la columna longitudinal 1 de confinamiento sección 6.2.3.2)

$As_{max1} := 3\% \cdot b_{c1} \cdot h_{c1} = 18.75\ cm^2$ (Área de acero máximo de la columna longitudinal 1 de confinamiento)

$As_{max2} := 3\% \cdot b_{c2} \cdot h_{c2} = 18.75\ cm^2$ (Área de acero máximo de la columna longitudinal 2 de confinamiento)

$As_{col1} := n_1 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_1^{\,2}}{4} = 10.134\ cm^2$ (Área total del número de varillas en columna 1)

if $As_{min1} \le As_{col1} \le As_{max1}$ = "Cumple"
  "Cumple"
else
  "No cumple"

(Chequeo de área transversal de barras corrugadas, menor que el máximo pero mayor que el mínimo)

$As_{col2} := n_2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_2^{\,2}}{4} = 10.134\ cm^2$ (Área total del número de varillas en columna 2)

if $As_{min2} \le As_{col2} \le As_{max2}$ = "Cumple"
  "Cumple"
else
  "No cumple"

(Chequeo de área transversal de barras corrugadas, menor que el máximo pero mayor que el mínimo)

$\Sigma A_s := As_{col1} + As_{col2} = 20.268\ cm^2$ (Área total del refuerzo longitudinal de la columna)

Nota. Verificación del refuerzo longitudinal de los castillos de confinamiento, conforme con los límites mínimos y máximos establecidos por la normativa vigente. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 44

Verificación Normativa del Detallado de Refuerzo Transversal y Resistencia a Compresión

- Detallado del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas (Sección 6.2.3)

$Ver_1 := \text{if}\left(S_1 \le 1.5 \cdot t_{real} \wedge S_1 \le 200\ mm, \text{“Cumple separación”}, \text{“No cumple separación”}\right)$

$Ver_1 = \text{“Cumple separación”}$ (Chequeo de separación de estribos 6.2.2.3)

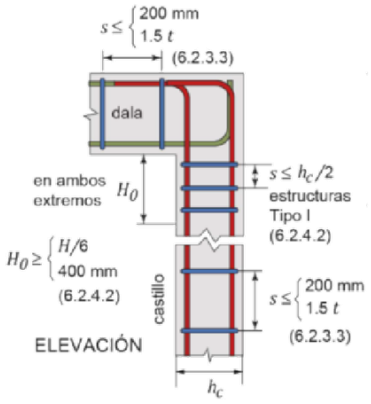
$Ver_2 := \text{if}\left(S_2 \le 1.5 \cdot t_{real} \wedge S_2 \le 200\ mm, \text{“Cumple separación”}, \text{“No cumple separación”}\right)$

$Ver_2 = \text{“Cumple separación”}$ (Chequeo de separación de estribos 6.2.2.3)

$H_o := \max\left(\frac{h_m}{6}, 400\ mm\right) = 50\ cm$ (Sección 6.2.3)

$$Ver_3 := \text{if } S_1 \le \frac{h_{c1}}{2} \wedge S_1 \le H_o \text{ “Cumple” else “No cumple”} = \text{“Cumple”}$$

$$Ver_4 := \text{if } S_2 \le \frac{h_{c2}}{2} \wedge S_2 \le H_o \text{ “Cumple” else “No cumple”} = \text{“Cumple”}$$



- Resistencia a compresión de muros confinados (Sección 6.4.1)

$F_R := 0.6$ $H := h_m$ (Altura del muro) $t := t_{real}$ (Espesor del muro)

$e' := \left(\frac{t_{real}}{2} - \frac{t_{real}}{3}\right) + \frac{t_{real}}{24} = 3.125\ cm$ (Excentricidad calculada para la carga vertical mas una excentricidad accidental 3.1.2.3.1)

$k :=$ Ver 3.1.2.3.1 b): Muros extremos (Factor de altura efectiva 3.1.2.3)

Nota. Verificación del refuerzo de castillos y dalas, así como de los parámetros geométricos empleados en la evaluación de la resistencia a compresión de los muros confinados, conforme con las secciones 6.2.3 y 6.4.1. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 45

Verificación Analítica de Resistencia a Compresión y Flexo compresión en el Plano

Separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro:

$$L' := l - \frac{c_1}{2} - \frac{c_2}{2} = 0.875\ m$$

Longitud completa del muro incluyendo los castillos:

$$L := l + c_1 + c_2 = 1.25\ m$$

Área bruta de la sección del muro:

$$A_T := t \cdot L = 1875\ cm^2$$

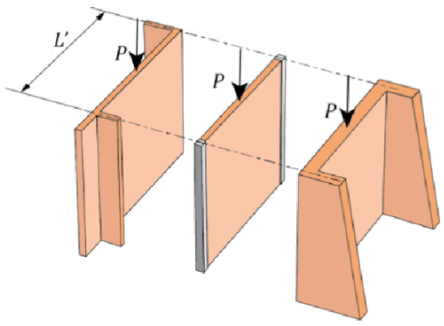


Figura 3.1.2.4.1 – Restricción a la deformación lateral

Elegir el caso correspondiente:
1. Elija 1 si su caso es: "Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

2. Elija 2 si su caso es: "Efecto de las restricciones a la deformaciones laterales"

$F_{E_req} :=$ Ver: Seccion 3.1.2.4

$$P_R := F_R \cdot F_E \cdot \left(f'_m \cdot A_T + \Sigma A_s \cdot F_y\right) = 150.167\ tonnef$$ (Resistencia pura a la compresión del muro)

$$R_{ev_c_a} := \text{if}\left(P_u \le P_R, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

- Flexo-compresión en el plano del muro por el método optativo (Sección 6.4.2)

$$d' := l - c_1 - c_2 = 0.75\ m$$ (Distancia entre los centroides de las columnas en los extremos del muro)

$$d := l - min\left(\frac{c_1}{2}, \frac{c_2}{2}\right) = 0.938\ m$$ (Distancia al centroide de una columna y extremo del muro)

$$M_o := \Sigma A_s \cdot F_y \cdot d' = 64.125\ tonnef \cdot m$$ (Resistencia nominal a flexión pura del muro 6.4.2.2)

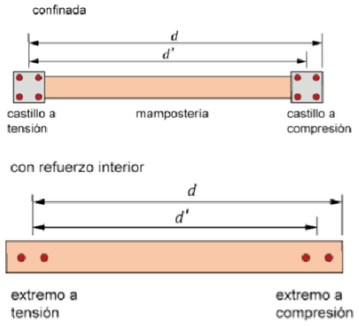
$$F_R := \text{if}\left(P_u \le \frac{P_R}{3}, 0.8, 0.6\right) = 0.8$$

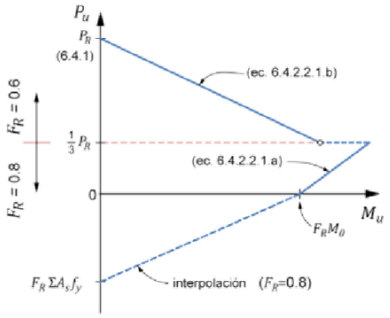
Nota. Evaluación de la resistencia a compresión y flexo compresión del muro, considerando los efectos de excentricidad y los parámetros establecidos en la Sección 6.4.2. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 46

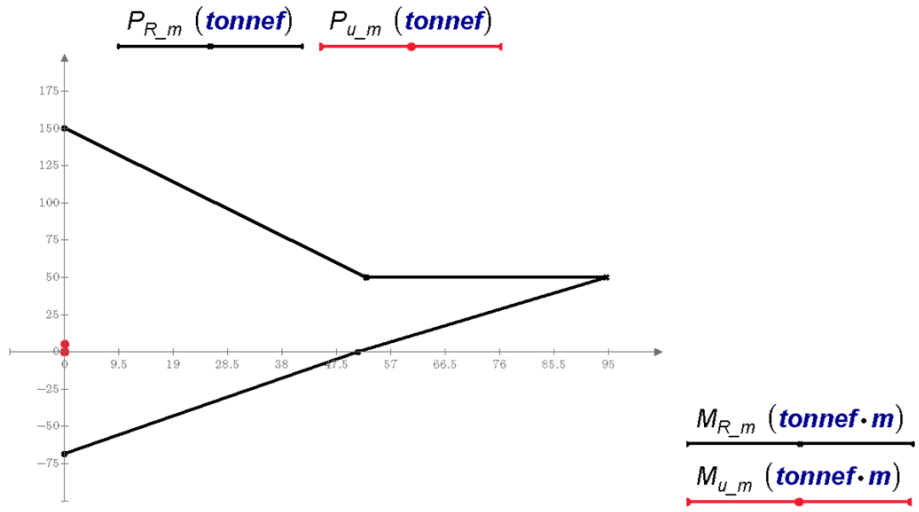
Cálculo de Capacidad a Flexo compresión y Diagrama de Interacción en el Plano

$$M_R := \text{if } 0\ \textit{kgf} \le P_u \le \frac{P_R}{3} \quad \left\| F_R \cdot M_o + 0.3 \cdot P_u \cdot d \right. \quad \text{else} \quad \left\| \left(1.5 \cdot F_R \cdot M_o + 0.15 \cdot P_R \cdot d\right) \cdot \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \right. = 52.765\ \textit{tonnef} \cdot \textit{m}$$





- Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante en el plano del muro, resistente de diseño con el método optativo



Nota. Verificación de la capacidad a flexo compresión del muro confinado mediante el diagrama de interacción, comprobando que las solicitaciones sísmicas se encuentran dentro del dominio resistente de la sección. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 47

Verificación Analítica de la Capacidad a Esfuerzo Cortante de la Mampostería

9. Fuerza cortante resistida por la mampostería (Sección 6.5.2)

6.5.2.1 La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería, V_{mR}, se calculará con la ec. 6.5.2.1:

$P := P_u$ (Carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga 6.5.2.3)

$V_u = 171\ kgf$ (Demanda a corte en la mampostería)

$vm := 10\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia especificada a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta)

$c_v := 0.2$ (Coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería)

$$f := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{H}{L} \le 0.2 \\ 1.5 & \text{else if } 0.2 \le \frac{H}{L} \le 1 \\ \text{linterp}\left(x, y, \frac{H}{L}\right) & \text{else if } \frac{H}{L} \ge 1 \\ 1 & \end{cases}$$

$v'_m := \frac{vm}{1 + 2.5 \cdot c_v} = 6.667\ \frac{kgf}{cm^2}$ (Resistencia a compresión diagonal para diseño 2.8.2.4.6)

$V_{mR} := min\left(F_R \cdot \left(0.5\ v'_m \cdot A_T + 0.3 \cdot P\right) \cdot f, 1.5 \cdot F_R \cdot v'_m \cdot A_T \cdot f\right) = 6.25\ tonnef$

$R_{ev_e_c} := \text{if}\left(V_u \le V_{mR}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Nota. Verificación de la resistencia a cortante de la mampostería, conforme con la Sección 6.5.2, comprobándose que la capacidad resistente supera la demanda última. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 48

Verificación Analítica y Parámetros de Diseño para Flexo compresión Fuera del Plano

- Flexocompresión fuera del plano (Sección 4.1.6.3)

a) Si se usa el método general de diseño (véase 6.4.2.1 ó 7.3.2.1) F_R para flexocompresión se calculará de acuerdo con la tabla 4.1.6.3.1. La deformación unitaria de fluencia del acero, ε_{ty}, será igual a $\frac{F_y}{E_s}$ (para acero grado 40, ε_{ty} = 0.002). El mismo valor de F_R se debe aplicar a las resistencias nominales a momento y a carga axial.

$E_s := 29000\ ksi$ - *Modulo de elasticidad del acero*

$\varepsilon_{ty} := \text{if}\left(F_y = 60\ ksi, \frac{F_y}{E_m}, 0.002\right) = 0.097$ - *Deformación unitaria de fluencia del acero*

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } F'c \le 28\ MPa \\ \quad 0.85 \\ \text{else if } 28\ MPa < F'c < 55\ MPa \\ \quad 0.85 - \frac{0.05 \cdot (F'c - 28\ MPa)}{7\ MPa} \\ \text{else} \\ \quad 0.65 \end{cases} = 0.85$$

- *Factor beta según la resistencia a la compresión del concreto*

$a := \frac{\Sigma A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F'c \cdot b} = 23.95\ cm$ - *Altura del bloque de compresión*

$c := \frac{a}{\beta_1} = 28.176\ cm$ - *Profundidad del eje neutro*

$\varepsilon_t := 0.003 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) = 0.00698$ (Deformación unitaria a tensión calculada en el acero de refuerzo a tensión en el extremo)

$$F_{R_ver} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \le \varepsilon_{ty} \\ \quad \text{“Controlado por compresión”} \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} \le \varepsilon_t \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \text{“Transición”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Controlado por tensión”} \end{cases} = \text{“Controlado por compresión”}$$

Nota. Verificación de la capacidad a flexo compresión fuera del plano del muro confinado, conforme con la Sección 4.1.6.3, determinándose que la sección está controlada por compresión. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

Figura 49

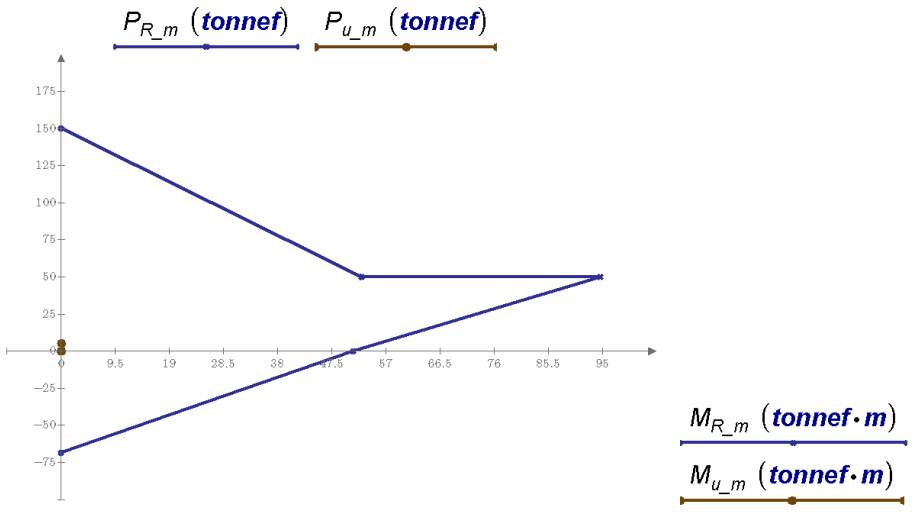
Cálculo de Capacidad a Flexo compresión y Diagrama de Interacción Fuera del Plano

$$F_{R1} := \begin{cases} 0.6 & \text{if } \varepsilon_t \le \varepsilon_{ty} \\ 0.6 + 0.2 \cdot \dfrac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003} & \text{else if } \varepsilon_{ty} \le \varepsilon_t \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ 0.8 & \text{else} \end{cases} = 0.6$$

$$F_R := \text{if}\left(F_{R1} = 0.6 + 0.2 \cdot \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0.003}, 0.6, \text{if}\left(P_u \le \frac{P_R}{3}, 0.8, 0.6\right)\right) = 0.8$$

$$M_R := \begin{cases} F_R \cdot M_o + 0.3 \cdot P_u \cdot d & \text{if } 0\ \textit{kgf} \le P_u \le \dfrac{P_R}{3} \\ \left(1.5 \cdot F_R \cdot M_o + 0.15 \cdot P_R \cdot d\right) \cdot \left(1 - \dfrac{P_u}{P_R}\right) & \text{else} \end{cases} = 52.765\ \textit{tonnef} \cdot \textit{m}$$

- Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante fuera del plano, resistente de diseño con el método optativo

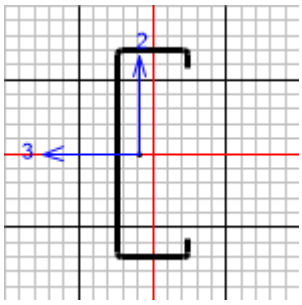


Nota. Verificación de la capacidad a flexo compresión fuera del plano del muro confinado mediante el diagrama de interacción, comprobando que las solicitaciones sísmicas se encuentran dentro del dominio resistente de la sección. Fuente: elaboración propia mediante Mathcad.

10.4. Resultados del objetivo específico 4

- Diseñar los largueros de acero conformado en frío de la cubierta de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano “El Faro” mediante el software SAP2000, conforme a las especificaciones del American Iron and Steel Institute (AISI).

El diseño de los largueros metálicos de cubierta se realizó en SAP2000, adoptando el perfil estructural P-1 $(2 \times 6 \times 1/8)$ de acero A653 SQ con límite de fluencia de $33\ ksi$, conforme a las especificaciones AISI S100-16. Los resultados del análisis mostraron que los largueros trabajan dentro del rango elástico permitido, obteniéndose una relación Demanda/Capacidad máxima de 0.942, inferior al valor límite de 1.0. Esta solución permitió reducir de forma significativa la masa reactiva de la cubierta, disminuyendo las fuerzas inerciales generadas en la parte superior de la edificación y contribuyendo al control de desplazamientos laterales en los bloques rediseñados.




```
 AISI-16 COLD-FORMED STEEL SECTION CHECK
 Units  : Kgf, m, C

 Frame  : 1              Design Sect     : P-1 (2X6X1/8)             Through-Fastened To Deck:
No
 X Mid  : 2.85           Design Type     : Beam                      Fastener Eccentricity   :
N/A
 Y Mid  : 0.             Frame Type      : Moment Resisting          Fastening R Value       :
N/A
 Z Mid  : 0.             2nd-Order Method: General 2nd-Order         Design Provision        :
LRFD
 Length : 5.7            LLRF            : 1.                        Consider Lateral Factor :
No
 Loc    : 2.85           Major Axis      : 0. degrees

 MATERIAL PROPERTIES       E          Fy          Fu          G          U
            20740553971.108 23201297.7  31638133.  7.977E+09        0.3

 ELEMENT/SEGMENT INFO      L          K          Lg       LNet  iBraceLoc  jBraceLoc    LhRatio
Lh
              Major      5.7          1.         5.7         0.         0.         5.7          0.
0.
```

Minor	2.85	1.	2.85	0.	1.425	4.275	0.
0.							
LTB	2.85	1.	2.85	0.	1.425	4.275	0.
0.							
Distortional	5.7	1.	N/A	N/A	0.	5.7	N/A
N/A							

SECTION PROPERTIES	rxx	ryy	Sxx Top	Sxx Bot	Syy Left	Syy Right
GROSS	0.058	0.017	3.613E-05	1.736E-05	6.412E-06	

	Ax	Ay	Ixx	Iyy	J	x0	y0
Cw							
GROSS	8.21E-04	8.208E-04	2.753E-06	2.379E-07	2.758E-09	-0.032	0.
1.117E-09							

RESISTANCE FACTORS	PhiTy	PhiTr	PhiC	PhiB	PhiBPipe	PhiV
	0.9	0.75	0.85	0.9	0.95	0.95

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

COMB. RATIO EQUATION - (H1.2-1)- GOVERNS THE DESIGN

		P/Pa	+	Mx/Max	+	My/May
COMB. RATIO	0.942	=	0.421	+	0.479	+ 0.042
COMB. RATIO LIMIT	1.					

	Combo	P	M33	M22	V2	V3
DEMANDS021)	1.	-1882.237	253.109	-5.314	79.964	-2.4
CAPACITIES		4468.5	528.565	125.637	5865.8	3199.527
DEMAND/CAPACITY		0.421	0.479	0.042	0.014	0.

EFFECTIVE WIDTH METHOD Applicability Limits

All limits are satisfied

AXIAL - TENSION	Bloque Ag	Bloque An	PhiTy*Yielding Tn	PhiTr*Rupture Tn	Phi*Tension Tn
	8.208E-04	17139.527	19476.735	17139.527	

AXIAL - COMPRESSION

GLOBAL BUCKLING	Fcre	LambdaC	Fn	PhiC*Pne	Buckling Axes	Hole Effects
Flex	7.3E+06	1.782	6404700.6	4468.5**	Geometric	Not Required
Flex-Tor	1.1E+07	1.478	9304038.1	6491.341	Geometric	Not Required

	x0	y0	r0	beta	Sigma_ex	Sigma_ey	Sigma_t
	-0.032	0.	0.068	0.777	21132180.4	7302965.3	13025424.4

LOCAL BUCKLING	Web	TopFlange	BotFlange	Lip	Corner	Total
Stiffening Condition	S	P/S	P/S	U/S	N/A	
Hole Diameter, dh	0.	N/A	N/A	N/A	N/A	
Hole Length, Lh	0.	N/A	N/A	N/A	N/A	
w/t <= 0.328S	N/A	Yes	Yes	N/A	N/A	
S	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
n	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Ia	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Is	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
RI	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
k	4.	N/A	N/A	0.43	N/A	
Fcrl	38730410.	N/A	N/A	2.015E+09	N/A	
Lambda	0.407	N/A	N/A	0.056	N/A	
Rho	1.	N/A	N/A	1.	N/A	
Flat Width, w	0.14	0.038	0.038	0.006	N/A	
Effective Width, b	0.14	0.038	0.038	0.006	N/A	
Effective Bloque, Ae	4.435E-04	1.210E-04	1.210E-04	4.032E-05	9.501E-05	8.208E-04
Global stress, Fn	6404700.6	6404700.6	6404700.6	6404700.6	6404700.6	6404700.6
PhiC*Pnl	2414.671	658.547	658.547	219.516	517.221	4468.5

```
       Hole at This Location         NO

   DISTORT. BUCKLING      Py       Pcrd    LambdaD   PhiC*Pnd
At hole
                     19043.919   37195.36      0.716  15152.448
NO

             Fcrd          L       Lcrd         Lm    kPhi_fe    kPhi_we       kPhi    kPhi_fg
kPhi_wg
      45315285.895      0.279      0.279        5.7   1431.995    797.763         0.  2.544E-05
2.376E-05

               Af         Jf        Ixf        Iyf       Ixyf        Cwf        xof        hxf
hyf(yof)
        1.865E-04  6.267E-10  1.373E-09  4.480E-08  3.785E-09         0.      0.019     -0.028
-0.001

       ** FLEXURAL BUCKLING governs AXIAL COMPRESSION CAPACITY

 FLEXURE
            YIELDING      Fy        Sfy     SfyNet    PhiB*My            PhiB*MyNet
At Hole
               Major 2.3E+07  3.613E-05        N/A    754.428                   N/A
NO
               Minor 2.3E+07  1.736E-05        N/A    362.477                   N/A
NO

     GLOBAL BUCKLING    Fcre         Fn          Sf   PhiB*Mne         Buckling Axes          Hole
Effects
               Major 1.7E+07 16255216.3  3.613E-05    528.565**           Geometric          Not
Required
               Minor 4.1E+07 21772725.4  6.412E-06    125.637**           Geometric          Not
Required

                           Cb         Cs        CTF          j         Lu   Sigma_ex   Sigma_ey
Sigma_t
               Major    1.15          1.         1.         0.        N/A 21132180.4  7302965.3
13025424.4
               Minor   1.229         -1.         1.      0.087        N/A
```

LOCAL BUCKLING	Ie	Eff. N.A.	Se	Set	PhiB*Mnl	PhiB*Set*Fy	At hole
Major	2.8E-06	0.076	3.613E-05	528.565	754.428	NO	
Minor	2.4E-07	0.014	6.412E-06	1.736E-05	125.637	362.477	NO

EFFECTIVE WIDTH	Web	Top Web	Bot Web	TopFlange	BotFlange	Top Lip	Bot Lip
Major							
Stiffening Condition	S	N/A	N/A	P/S	P/S	U/S	U/S
Stress Condition	Grad	N/A	N/A	UniComp	Tension	Grad	Tension
Buckling stress, Fn	16255216.3	N/A	N/A	16255216.3	16255216.3	16255216.3	16255216.3
f1	-14900615.	N/A	N/A	N/A	N/A	-14900615.	13546013.6
f2	14900615.	N/A	N/A	N/A	N/A	-13546014.	14900615.
f	-14900615.	N/A	N/A	-16255216.	16255216.3	-14900615.	13546013.6
Psi	1.	N/A	N/A	N/A	N/A	0.909	1.1
w/t <= 0.328S	N/A	N/A	N/A	Yes	N/A	N/A	N/A

S	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
n	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Ia	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Is	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
RI	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
k	24.	N/A	N/A	N/A	N/A	0.463	N/A
Fcrl	232382462.	N/A	N/A	N/A	N/A	2.169E+09	N/A
Lambda	0.253	N/A	N/A	N/A	N/A	0.083	N/A
Rho	1.	N/A	N/A	N/A	N/A	1.	N/A
Flat Width, w	0.14	N/A	N/A	0.038	0.038	0.006	0.006
Effective Width, b (be)	0.14	N/A	N/A	0.038	0.038	0.006	0.006
Effective Width, b1	0.035	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Effective Width, b2	0.07	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
ho/bo	3.	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Minor Stiffening Condition	S		S	S	U/S	U/S
Stress Condition	Tension		Grad	Grad	UniComp	UniComp
Buckling stress, Fn	21772725.4		21772725.387	21772725.4	21772725.4	21772725.4
f1	N/A		-18045917.23	-18045917.	N/A	N/A
f2	N/A		4314931.711	4314931.7	N/A	N/A
f	8041739.9		-18045917.23	-18045917.	-21772725.	-21772725.
Psi	N/A		0.239	0.239	N/A	N/A
k	N/A		10.283	10.283	0.43	0.43
Fcrl	N/A		1338644295.511	1.339E+09	2.015E+09	2.015E+09
Lambda	N/A		0.116	0.116	0.104	0.104
Rho	N/A		1.	1.	1.	1.
Flat Width, w	0.14		0.038	0.038	0.006	0.006
Effective Width, b (be)	0.14		0.038	0.038	0.006	0.006
Effective Width, b1	N/A		0.012	0.012	N/A	N/A
Effective Width, b2	N/A		0.019	0.019	N/A	N/A
ho/bo	N/A		0.333	0.333	N/A	N/A

DISTORT. BUCKLING	My	Mcrd	LambdaD	PhiB*Mnd
	838.253	3680.901	0.477	754.428

Fcrd	L	Lcrd	Lm	kPhi_fe	kPhi_we	kPhi	kPhi_fg	kPhi_wg

```
    101880511.338      0.253      0.253        5.7   1945.222   1669.706         0.  3.088E-05
4.601E-06

             beta      XiWeb    At hole
               1.         2.         NO

               Af         Jf        Ixf        Iyf       Ixyf        Cwf        xof        hxf
hyf(yof)
       1.865E-04  6.267E-10  1.373E-09  4.480E-08  3.785E-09         0.      0.019     -0.028
-0.001

      ** LATERAL-TORSIONAL BUCKLING governs MAJOR MOMENT CAPACITY
      ** LATERAL-TORSIONAL BUCKLING governs MINOR MOMENT CAPACITY

 SHEAR         kv        Fcr     LambdaV        Vcr         Fy         Aw         Vy    PhiV*Vn
At Hole
    Major    5.34   51705098.       0.519  22933.667 23201297.7  4.435E-04   6174.527     5865.8
NO
    Minor    5.34  695146314.       0.142 168180.223 23201297.7  2.419E-04   3367.924   3199.527
NO
```

10.5. Resultados del objetivo específico 5

- Verificar que las distorsiones de entrepiso de la estructura rediseñada del Centro Escolar Cristiano “El Faro”, obtenidas mediante el software ETABS, cumplan con los límites máximos permisibles establecidos por la NSCM.

10.5.1. Revisión de Distorsiones (Bloque 1 y 3)

Con el propósito de validar los resultados del modelado computacional, a continuación, se presenta la verificación manual de los cálculos:

Tabla 18

Verificación de Distorsiones de Entrepiso y Cumplimiento Normativo en Direcciones Ortogonales

Revisión de Distorsiones Dirección X								
Nivel	$hi(cm)$	$\Delta\ calc\ (cm)$	$\Delta j\ -\ \Delta i(cm)$	δᵢ	$\delta i/hi$	Υmax	Revisión	Razón
2	300	1.048	0.728	1.120	**0.0037**	**0.005**	**CUMPLE**	83.0%
1	300	0.32	0.32	0.492	**0.0016**	**0.005**	**CUMPLE**	36.5%
Revisión de Distorsiones Dirección y								
Nivel	$hi(cm)$	$\Delta\ calc\ (cm)$	$\Delta j\ -\ \Delta i(cm)$	δᵢ	$\delta i/hi$	Υmax	Revisión	Razón
2	300	0.54	0.29	0.446	**0.0015**	**0.005**	**CUMPLE**	33%
1	300	0.25	0.25	0.385	**0.0013**	**0.005**	**CUMPLE**	28%

Nota. Análisis de derivas de piso en direcciones X e Y. Se reportan las alturas y desplazamientos laterales en centímetros (cm). La revisión confirma que las derivas relativas cumplen a cabalidad con la distorsión máxima normativa admisible, indicando el porcentaje de demanda correspondiente en la columna de razón. Las memorias de cálculo manual se incluyen en los anexos.

10.5.2. Revisión de Distorsiones (Bloque 2)

Con el propósito de validar los resultados del modelado computacional, a continuación, se presenta la verificación manual de los cálculos:

Tabla 19

Verificación de Distorsiones de Entrepiso y Cumplimiento Normativo en Direcciones Ortogonales

Revisión de Distorsiones Dirección X								
Nivel	$hi(cm)$	$\Delta\ calc\ (cm)$	$\Delta j\ -\ \Delta i(cm)$	δ_i	$\delta i/hi$	Υmax	Revisión	Razón
2	300	0.5	0.28	0.431	**0.0014**	**0.005**	**CUMPLE**	31.9%
1	300	0.22	0.22	0.338	**0.0011**	**0.005**	**CUMPLE**	25.1%
Revisión de Distorsiones Dirección y								
Nivel	$hi(cm)$	$\Delta\ calc\ (cm)$	$\Delta j\ -\ \Delta i(cm)$	δ_i	$\delta i/hi$	Υmax	Revisión	Razón
2	300	0.94	0.7	1.077	**0.0036**	**0.005**	**CUMPLE**	80%
1	300	0.24	0.24	0.369	**0.0012**	**0.005**	**CUMPLE**	27%

Nota. Análisis de derivas de piso por nivel. Se detallan las alturas de entrepiso y los desplazamientos laterales elásticos e inelásticos en centímetros (cm). La revisión certifica que las derivas relativas calculadas cumplen estrictamente con la distorsión máxima admisible por la norma, detallando el porcentaje de demanda estructural en la columna de razón. Las memorias de cálculo manual se incluyen en los anexos.

La verificación de derivas de entrepiso se realizó mediante el análisis de desplazamientos relativos entre niveles, comparando las distorsiones calculadas con el límite normativo máximo $\gamma máx = 0.005$ establecido por la NSCM. En los bloques 1 y 3, las derivas inelásticas de entrepiso en las direcciones X e Y se mantuvieron por debajo del límite, registrándose razones de demanda

del 83.0% y 36.5% en dirección X, y del 33% y 28% en dirección Y. En el Bloque 2, las distorsiones también cumplieron con holgura la normativa, alcanzándose razones de 31.9% y 25.1% en dirección X y una demanda máxima de 80% en dirección Y. Estos resultados confirman que el rediseño propuesto controla eficazmente la deformabilidad de la estructura y reduce el riesgo de daño excesivo asociado a desplazamientos laterales durante un evento sísmico de diseño.

11. Discusión

11.1. Resumen de los Principales Hallazgos

El rediseño estructural sismorresistente de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano "El Faro" mediante mampostería confinada logró satisfacer de manera integral los requisitos de la NSCM (2022). Los modelos alcanzaron participación modal acumulada superior al 90% en ambas direcciones principales (modo 16 en X y modo 20 en Y para el Bloque 1; modo 15 en X y modo 7 en Y para el Bloque 2), con predominancia de modos traslacionales y sin irregularidades torsionales severas. El cortante basal resultó de 119.31 tonf para el Bloque 1 y 67.65 $tonf$ para el Bloque 2, y las distorsiones de entrepiso se mantuvieron por debajo del límite normativo de 0.005 en todos los casos, con demandas máximas de 83.0% en el Bloque 1 (dirección X) y 80% en el Bloque 2 (dirección Y). Estos resultados, en conjunto, confirman que la solución propuesta cumple los criterios de resistencia, rigidez y estabilidad exigidos para una edificación de ocupación esencial.

11.2. Interpretación Profunda de los Resultados

La necesidad de incorporar un número distinto de modos para alcanzar el 90% de masa participativa en cada bloque (20 modos en el Bloque 1 frente a 15 en el Bloque 2) no debe interpretarse como una deficiencia, sino como el reflejo esperado de la diferencia geométrica entre bloques: el Bloque 1 y 3 poseen una relación de aspecto más alargada (21.16 m de longitud frente a 17.56 m del Bloque 2), lo cual distribuye la masa modal en un mayor número de modos secundarios antes de alcanzar el umbral acumulado.

La diferencia en el cortante basal (119.31 $tonf$ frente a 67.65 $tonf$) es consistente con la diferencia de peso sísmico y no responde a una deficiencia de rigidez del Bloque 2; antes bien, evidencia que el procedimiento de análisis capturó correctamente la sensibilidad del método dinámico modal espectral ante variaciones de masa y geometría entre tipologías arquitectónicas distintas dentro de un mismo conjunto escolar.

Un hallazgo relevante es que, si bien las distorsiones de ambos bloques cumplen la norma con holgura considerable en el primer nivel (25–36% de la demanda admisible), la exigencia se concentra notablemente en el segundo nivel (80–83%). Esto sugiere que el segundo nivel constituye la zona crítica de control de rigidez lateral en ambas tipologías, lo cual es coherente con el comportamiento típico de estructuras de mampostería confinada de dos niveles, donde la reducción de densidad de muros en niveles superiores incrementa la flexibilidad relativa del entrepiso alto.

11.3. Comparación de Resultados con Estudios Previos

Los resultados obtenidos son coherentes con los principios establecidos por Meli et al. (2011) en su guía EERI para mampostería confinada de baja altura, quienes señalan que una distribución simétrica de la rigidez y una densidad de muros adecuada en ambas direcciones ortogonales son condiciones necesarias para minimizar la torsión; en este estudio, la ausencia de irregularidades torsionales significativas en los tres bloques corrobora empíricamente ese principio en el contexto nicaragüense.

De igual forma, el control estricto de las distorsiones de entrepiso confirma lo señalado por Terán-Gilmore et al. (2009), quienes identificaron el control de desplazamientos laterales como el factor crítico para evitar daño en muros de mampostería confinada ante sismos severos; los valores obtenidos en este trabajo (máximo 83% de la demanda admisible) se ubican en un rango de seguridad similar al reportado en estudios comparables de la región.

En contraste con Tercero y González (2019), quienes evidenciaron que edificaciones diseñadas bajo el RNC-07 presentaban deficiencias de rigidez lateral al ser revisadas con espectros actualizados, el presente rediseño desarrollado íntegramente bajo la NSCM (2022) no reprodujo dichas deficiencias, lo que sugiere que la actualización normativa local, aplicada desde la etapa de concepción del proyecto, previene las vulnerabilidades identificadas en edificaciones diseñadas con normativa desactualizada.

Finalmente, la asimetría entre el Bloque 2 y los Bloques 1 y 3 se interpreta a la luz de lo señalado por ASCE/SEI 7-22 (ASCE, 2022) respecto a irregularidades entre bloques adyacentes: aunque cada bloque individualmente no presentó irregularidad torsional relevante, la literatura advierte que la coexistencia de tipologías distintas exige juntas sísmicas y análisis independientes, criterio que se aplicó consistentemente en este estudio.

11.4. Evaluación de la Hipótesis

Con base en los resultados obtenidos, se acepta la hipótesis de investigación: el rediseño de los tres bloques del Centro Escolar Cristiano "El Faro" mediante mampostería confinada, aplicando los criterios de la NSCM (2022), el ACI 318-19 y las normas NTC/MP-001, permitió alcanzar los niveles de resistencia, rigidez, estabilidad y seguridad estructural exigidos frente a las solicitaciones sísmicas de diseño. La verificación conjunta de masa modal participativa, cortante basal, distorsiones y presiones de contacto en la cimentación (1.381 kgf/cm² y 1.134 kgf/cm², ambas por debajo de la capacidad admisible de 1.50 kgf/cm²) sustenta esta conclusión de manera integral.

Cabe señalar, no obstante, que esta aceptación de la hipótesis está condicionada por los supuestos declarados en las limitaciones del estudio: la capacidad portante del suelo fue adoptada por referencia normativa y no verificada mediante estudio geotécnico de sitio, por lo que el diseño de cimentación conserva un carácter preliminar. Esta condición no invalida los hallazgos relativos al comportamiento sísmico de la superestructura, pero acota la certeza de los resultados asociados a la interacción suelo-estructura.

11.5. Implicancias Teóricas y Prácticas

Implicancias Prácticas: La investigación dota a las autoridades del Centro Escolar Cristiano "El Faro" de una herramienta técnica definitiva y de planos estructurales parametrizados para ejecutar futuras ampliaciones o remodelaciones de forma segura, garantizando la protección del cuerpo estudiantil y docente. El estudio demuestra que es posible transformar una edificación

comunitaria de origen no escolar y geometría heterogénea en una instalación esencial sismorresistente, sin necesidad de recurrir a análisis no lineales avanzados.

Implicancias Teóricas: El trabajo contribuye a cerrar el vacío identificado en la síntesis crítica del estado del arte respecto al rediseño analítico de centros escolares compuestos por bloques asimétricos en zonas de alta amenaza sísmica. Al integrar simultáneamente los requerimientos de la NSCM, el ACI 318-19, la NTC/MP-001 y el AISI S100-16 en un caso real con tipologías arquitectónicas distintas, este documento se consolida como un referente metodológico aplicable a otros centros escolares nicaragüenses con condiciones constructivas similares.

12. Conclusiones

La presente investigación da respuesta afirmativa a la pregunta central del estudio y alcanza satisfactoriamente el objetivo general de desarrollar el Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro" empleando mampostería confinada, aplicando rigurosamente los criterios de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM).

A partir de la evaluación analítica, se establecen las siguientes conclusiones estructuradas en estricta respuesta a los objetivos específicos planteados:

- **Análisis del comportamiento sísmico global (Objetivo 1):** Se analizó el comportamiento de la estructura obteniendo un cortante basal estático de diseño de 119.31 $tonf$ para el Bloque 1 y 67.65 $tonf$ para el Bloque 2. La estructura demostró un comportamiento dinámico estable, superando el 90% de participación de masa modal requerida por la NSCM en sus direcciones ortogonales (alcanzado en el modo 16 para el Bloque 1 y el modo 15 para el Bloque 2 en la dirección X), lo que erradica problemas de irregularidad torsional extrema y asegura un movimiento predominantemente traslacional.

- **Determinación de elementos de concreto reforzado (Objetivo 2):** Mediante el software ETABS y bajo las disposiciones del código ACI 318-19, se definieron con éxito las secciones transversales y el detallado de refuerzo. Se establecieron columnas de confinamiento óptimas (C-1 de 20x25 cm y 20x20 cm, C-2 de 15x15 cm y 25x25 cm, C-3 de 30x30 cm) y vigas (VE-1, VE-2, VC-1), garantizando que las relaciones Demanda/Capacidad se mantengan seguras y transmitan las cargas eficientemente hacia las zapatas aisladas, las cuales registran presiones máximas de 1.381 kgf/cm^2 y 1.134 kgf/cm², inferiores a la capacidad admisible del terreno (1.50 kgf/cm^2).

- **Dimensionamiento de muros de mampostería confinada (Objetivo 3):** El dimensionamiento analítico ejecutado en Mathcad confirmó que los paños de

mampostería, con una resistencia $\boldsymbol{f'_m}$ de 124 kgf/cm^2, satisfacen en su totalidad la Norma Técnica Complementaria (NTC) y la norma MP-001. La fuerza cortante resistida por los muros (V = 6.123) superó ampliamente la demanda última (V_u = $195\,kgf$). Asimismo, la sección demostró estabilidad ante flexocompresión en el plano y fuera del plano, con un momento resistente de diseño (M_R) de $42.611\ tonnef-m$ que envuelve de manera segura las solicitaciones sísmicas inerciales.

- **Diseño de largueros de acero conformado en frío (Objetivo 4):** Se comprobó que el uso del perfil estructural P-1 ($2X6X1/8$) de acero A653 SQ con límite de fluencia de $\boldsymbol{33\ ksi}$ es la solución ideal para alivianar la masa reactiva de la cubierta. El análisis en SAP2000, bajo las especificaciones AISI S100-16, validó que los largueros operan dentro de los parámetros elásticos permitidos, arrojando una relación Demanda/Capacidad máxima de 0.942.

- **Verificación de distorsiones estructurales (Objetivo 5):** Se concluye de manera categórica que el rediseño controla eficazmente la deformabilidad del sistema. Las derivas inelásticas de entrepiso cumplieron con holgura los límites máximos permisibles de la NSCM ($\gamma_{máx} \leq 0.005$) registrando una demanda máxima del 83.0% de la capacidad permisible en el Bloque 1 y del 80.0% en el Bloque 2, salvaguardando la integridad física de los usuarios ante un evento sísmico extremo.

13. Recomendaciones

Con base en los resultados numéricos obtenidos y las conclusiones formuladas tras el análisis y rediseño del Centro Escolar Cristiano "El Faro", se proponen las siguientes recomendaciones prácticas y accionables. Estas sugerencias se han clasificado según su área de aplicación para facilitar su implementación técnica, constructiva y académica.

1. **A nivel institucional y de ejecución de obra (Centro Escolar y Constructores)**

- Implementación estricta de las secciones propuestas: Se recomienda a las autoridades de la institución y a los ingenieros residentes ejecutar la obra respetando rigurosamente las dimensiones geométricas de los elementos de confinamiento obtenidos (ej. columnas C-1, C-2, C-3 y vigas de entrepiso VE-1, VE-2). Cualquier alteración empírica en las dimensiones comprometerá la rigidez lateral calculada y la seguridad del centro escolar.

- Control de calidad de materiales in situ: Se aconseja establecer un protocolo estricto de pruebas de laboratorio durante la construcción para garantizar que los materiales alcancen las capacidades mecánicas modeladas. Es imperativo verificar que la resistencia a la compresión de la mampostería ($f'm$) alcance los $124\ kgf/cm^2$ y que el concreto ($f'c$) cumpla con los $4000\ psi$ especificados.

2. **A nivel profesional y de diseño estructural**

- **Control de derivas como eje de diseño escolar:** Se sugiere a los proyectistas estructurales priorizar la verificación de distorsiones inelásticas desde las etapas tempranas de concepción arquitectónica. Como se demostró en este proyecto, mantener las derivas por debajo de 0.005 es el factor determinante para salvaguardar la vida de los estudiantes y evitar el daño en los muros de mampostería ante eventos sísmicos extremos.

- **Uso de plataformas analíticas segregadas:** Para el diseño de edificaciones de uso mixto (mampostería confinada con cubiertas metálicas), se recomienda emplear software especializado para cada fase, tal como se realizó al utilizar CSI ETABS para los marcos principales y SAP2000 para los perfiles de acero conformado en frío. Esto permite una optimización precisa del peso y evita sobreestimaciones en el cálculo del cortante basal.

- **Distribución simétrica de rigideces:** Se aconseja distribuir los paños de mampostería confinada de la forma más simétrica posible en la planta arquitectónica. Esto facilita el cumplimiento normativo de la participación de masa modal (superando ágilmente el umbral del 90%) y previene la aparición de irregularidades torsionales perjudiciales.

3. **A nivel académico y futuras líneas de investigación**

- **Evaluación bajo diferentes condiciones geotécnicas:** Se propone a los futuros investigadores y estudiantes de ingeniería civil utilizar este modelo estructural paramétrico para evaluar la respuesta de la edificación escolar al ser emplazada en diferentes tipos de suelo presentes en el área metropolitana de la ciudad de Managua, analizando la variación en las presiones de contacto y las fuerzas inerciales de la cimentación.

- **Estudio de alternativas para aligeramiento de cubiertas:** Se recomienda desarrollar investigaciones comparativas que analicen el impacto de utilizar otros materiales de cubierta o sistemas de conexión en los largueros de acero (A653 SQ) propuestos en este diseño, con el objetivo de continuar optimizando y reduciendo la masa sísmica en los niveles superiores de los centros educativos.

- **Para la institución y futuros ejecutores de obra:** Se recomienda encargar un estudio geotécnico definitivo del sitio antes de iniciar la construcción, con el fin de validar o ajustar la capacidad portante admisible de $1.5\ kg/cm^2$ adoptada como valor referencial en el

presente rediseño, dado que el diseño de las zapatas se desarrolló bajo este parámetro preliminar ante la ausencia de un sondeo específico del terreno.

- Se recomienda dar especial seguimiento a la correcta ejecución y mantenimiento de las juntas sísmicas entre los bloques adyacentes (particularmente entre el Bloque 2 y los Bloques 1 y 3), verificando que su dimensionamiento y separación libre se respeten durante la construcción, con el objetivo de prevenir el fenómeno de colisión entre estructuras (*pounding*) ante un eventual evento sísmico, dado que estos bloques presentan rigideces y configuraciones geométricas distintas.

- **Para futuras intervenciones o ampliaciones:** Se recomienda que, en caso de que la escalera actualmente excluida del alcance estructural llegue a integrarse físicamente con alguno de los tres bloques en una futura fase constructiva, se realice una verificación estructural independiente de dicho elemento y de su interacción con el sistema sismorresistente adoptado, a fin de asegurar que no introduzca demandas adicionales no contempladas en el presente modelo.

14. Referencias Bibliográficas

Adhikari, R. K., Parammal Vatteri, A., & D'Ayala, D. (2023). Seismic performance assessment of low-rise unreinforced and confined brick masonry school buildings using the applied element method. *Buildings, 13*(1), Artículo 159. https://doi.org/10.3390/buildings13010159

Alcaldía de Managua. (2020). Caracterización de los distritos de Managua: Distrito II. Alcaldía de Managua, Dirección General de Urbanismo.

Alemán Rodríguez, A. A., Martínez Calero, E. R., & Mendoza Aráuz, G. I. (2021). *Software para el diseño sismorresistente de estructuras de mampostería reforzada y confinada de unidades de bloques de concreto* [Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. http://ribuni.uni.edu.ni/4174/

American Concrete Institute (ACI) Committee 318. (2019). *Building code requirements for structural concrete: ACI 318-19 and commentary*. American Concrete Institute.

American Iron and Steel Institute (AISI). (2016). *North American specification for the design of cold-formed steel structural members: AISI S100-16*. AISI.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings: ASCE/SEI 41-17*. ASCE. https://doi.org/10.1061/9780784414859

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures: ASCE/SEI 7-22*. ASCE.

Bazán Zurita, E., & Meli Piralla, R. (2002). *Diseño sísmico de estructuras* (2.ª ed.). Limusa.

Borah, B., Kaushik, H. B., & Singhal, V. (2023). Analysis and design of confined masonry structures: Review and future research directions. *Buildings, 13*(5), Artículo 1282. https://doi.org/10.3390/buildings13051282

Brown, R. D., Ward, P. L., & Plafker, G. (1973). *Geologic and seismologic aspects of the Managua, Nicaragua, earthquakes of December 23, 1972* (Professional Paper 838). U.S. Geological Survey. https://pubs.usgs.gov/pp/0838/report.pdf

Brzev, S. (2007). *Earthquake-resistant confined masonry construction*. National Information Centre of Earthquake Engineering (NICEE), IIT Kanpur. https://www.nicee.org/confinedmasonry/preface.pdf

Chavarría Hernández, J. A., & Osumi Mercado, A. A. (2020). *Diseño de losas planas postensadas y muros de mampostería confinada como sistema sismorresistente, considerando el impacto causado por el acortamiento del sistema de entrepiso sobre los muros; aplicado a un edificio de tres niveles ubicado en la ciudad de Managua* [Monografía, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. http://ribuni.uni.edu.ni/4019/1/95254.pdf

Chopra, A. K. (2014). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (4.ª ed. global). Pearson Education. ISBN: 978-0-273-77424-2

Dixon Maradiaga, A. A., & Parrales Bermúdez, J. V. (2020). *Análisis comparativo del comportamiento sismorresistente de muros de mampostería postensada y mampostería reforzada aplicados a una estructura de dos niveles* [Tesis, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. http://ribuni.uni.edu.ni/4021/1/95246.PDF

Earthquake Engineering Research Institute (EERI). (2011). *EERI policy white paper on confined masonry*. EERI. https://www.eeri.org/images/policy/EERI-Policy-Confined-Masonry-FINAL-WhitePaper.pdf

Gobierno de la Ciudad de México. (2023). *Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

González González, R. (2021). *Vulnerabilidad sísmica de viviendas de interés social en la franja del Pacífico de Nicaragua: mampostería confinada y reforzada* [Tesis de maestría, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI.

Google. (s.f.). *[Mapa satelital de Managua, Nicaragua]* [Mapa]. Google Earth.

Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). (2000). *Estudio de la microzonificación sísmica de Managua: Informe final*. Dirección General de Geofísica. https://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/proyectos/micromana

Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). (2008). *Mapa de la división política administrativa de Nicaragua*. INETER.

Majborodinruslan199023923. (s.f.). *Managua departamento mapa, administrativo división de Nicaragua* [Ilustración vectorial]. Vecteezy. https://es.vecteezy.com/arte-vectorial/37043627-managua-departamento-mapa-administrativo-division-de-nicaragua-vector-ilustracion

Marinković, M., Bošković, M., Đorđević, F., Krtinić, N., & Žugić, Ž. (2024). Seismic risk assessment in school buildings: A comparative study of two assessment methods. *Buildings, 14*(8), Artículo 2348. https://doi.org/10.3390/buildings14082348

McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2015). *Design of reinforced concrete* (10.ª ed.). John Wiley & Sons. ISBN: 978-1-118-87910-8

Meli, R., Brzev, S., Astroza, M., Boen, T., Crisafulli, F., Dai, J., Farsi, M., Hart, T., Mebarki, A., Moghadam, A. S., Quinn, D., Tomazevic, M., & Yamín, L. (2011). *Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings*. Earthquake Engineering Research Institute (EERI) & International Association for Earthquake Engineering (IAEE). https://www.world-housing.net/wp-content/uploads/2011/08/ConfinedMasonryDesignGuide82011.pdf

Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2007). *Reglamento Nacional de Construcción RNC-07*. Gobierno de la República de Nicaragua. https://webserver2.ineter.gob.ni/sis/vulne/codigo/reglamento2007/RNC-final.pdf

Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2017). *Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería MP-001*. SINAPRED.

Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2022). *Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM)*. Gobierno de la República de Nicaragua.

Moroni, M. O., Astroza, M., & Caballero, R. (2000). Wall density and seismic performance of confined masonry buildings. *The Masonry Society Journal, 18*(1), 79–86. https://doi.org/10.70803/001c.139058

Ochoa-Portillo, C. J. (2024). *Estudio de la resiliencia urbana del Distrito II de la ciudad de Managua* [Informe técnico]. Universidad Nacional de Ingeniería, Repositorio Institucional RIBUNI. https://ribuni.uni.edu.ni/5913/1/73-102.pdf

Paz, M. (1992). *Dinámica estructural: Teoría y cálculo* (4.ª ed.). Reverté.

Pérez-Gavilán, J. J., Flores, L. E., & Alcocer, S. M. (2015). An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratios. *Earthquake Spectra, 31*(2), 945–968. https://doi.org/10.1193/090712EQS284M

Riahi, Z., Elwood, K. J., & Alcocer, S. M. (2009). Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design. *Journal of Structural Engineering, 135*(6), 644–654. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000012

San Bartolomé Ramos, Á., Quiun, D., & Silva Berríos, W. (2018). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería* (2.ª ed.). Fondo Editorial PUCP. https://doi.org/10.18800/9786123173661

Terán-Gilmore, A., Zuñiga-Cuevas, O., & Ruiz-García, J. (2009). Displacement-based seismic assessment of low-height confined masonry buildings. *Earthquake Spectra, 25*(2), 439–464. https://doi.org/10.1193/1.3111149

Tercero Gómez, Á. J., & González Rivera, J. A. (2019). *Determinación del nivel de desempeño en edificio de muros de mampostería reforzada diseñado con la norma de Nicaragua RNC-07 y la actualización MP-001* [Tesis de maestría, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. http://ribuni.uni.edu.ni/6796/1/200274.pdf

Tomaževič, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. Imperial College Press. ISBN: 978-1-86094-066-8

Tomaževič, M., & Klemenc, I. (1997). Seismic behaviour of confined masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26*(10), 1059–1071. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199710)26:10<1059::AID-EQE694>3.0.CO;2-M

Vatteri, A. P., & D'Ayala, D. (2021). Classification and seismic fragility assessment of confined masonry school buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering, 19*(5), 2213–2263. https://doi.org/10.1007/s10518-021-01061-9

Yu, W., & LaBoube, R. A. (2010). *Cold-formed steel design* (4.ª ed.). John Wiley & Sons.

ANEXO A
Registro fotográfico del centro educativo

15. Anexos

15.1. Anexo A. Definición Registro fotográfico del centro educativo

Anexo A1

Vista frontal de la fachada de las aulas del centro escolar



Anexo A2

Vista frontal de la fachada de las aulas del centro escolar



Anexo A3

Vista frontal y acceso principal del centro escolar



Anexo A4

Vista lateral de las instalaciones del centro escolar



Anexo A5

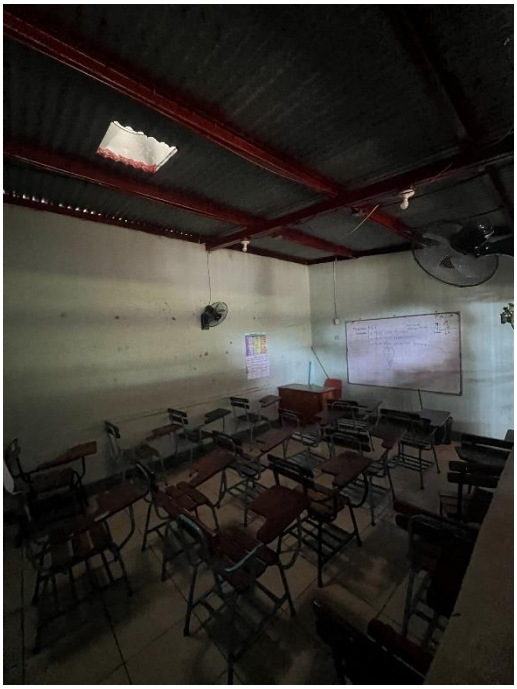
Vista general del interior del centro escolar

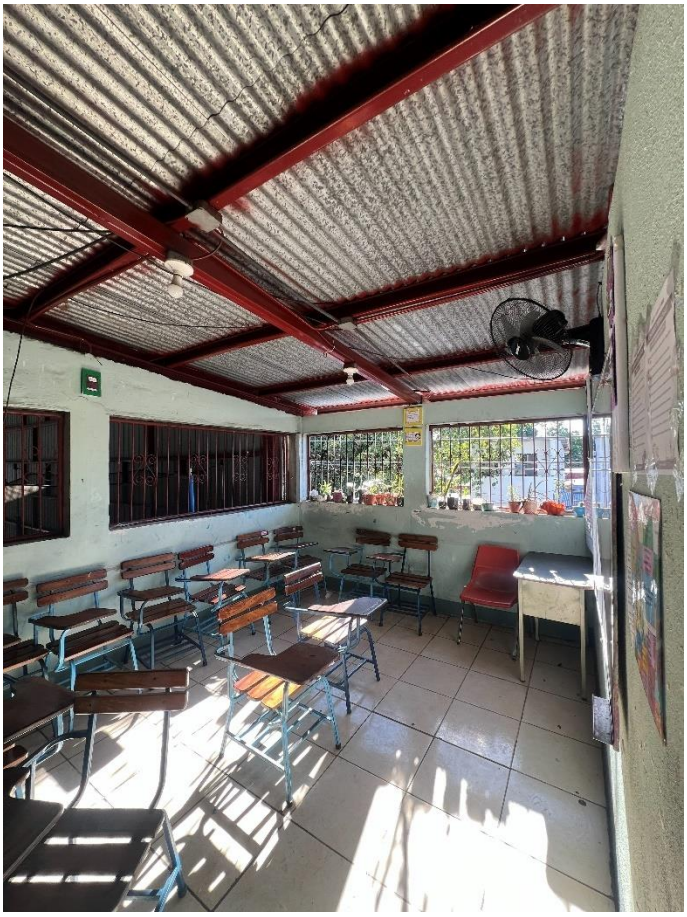


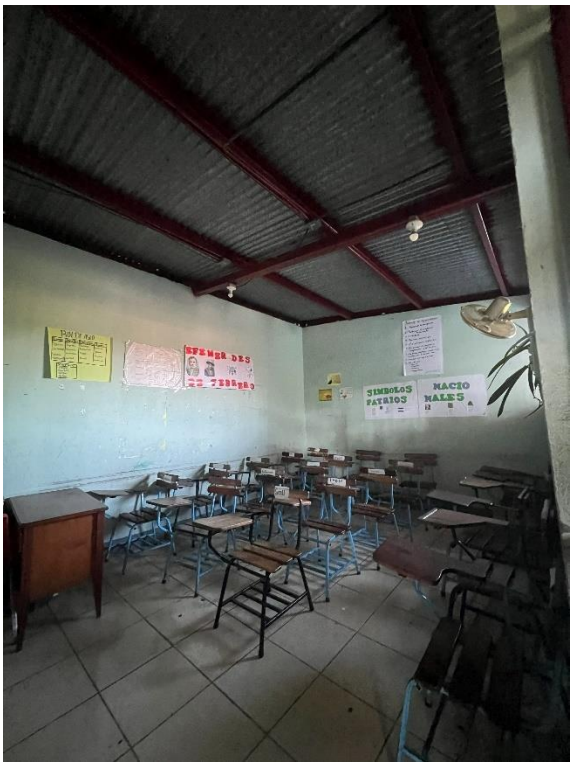


Anexo A6

Vista interior de las aulas del centro escolar







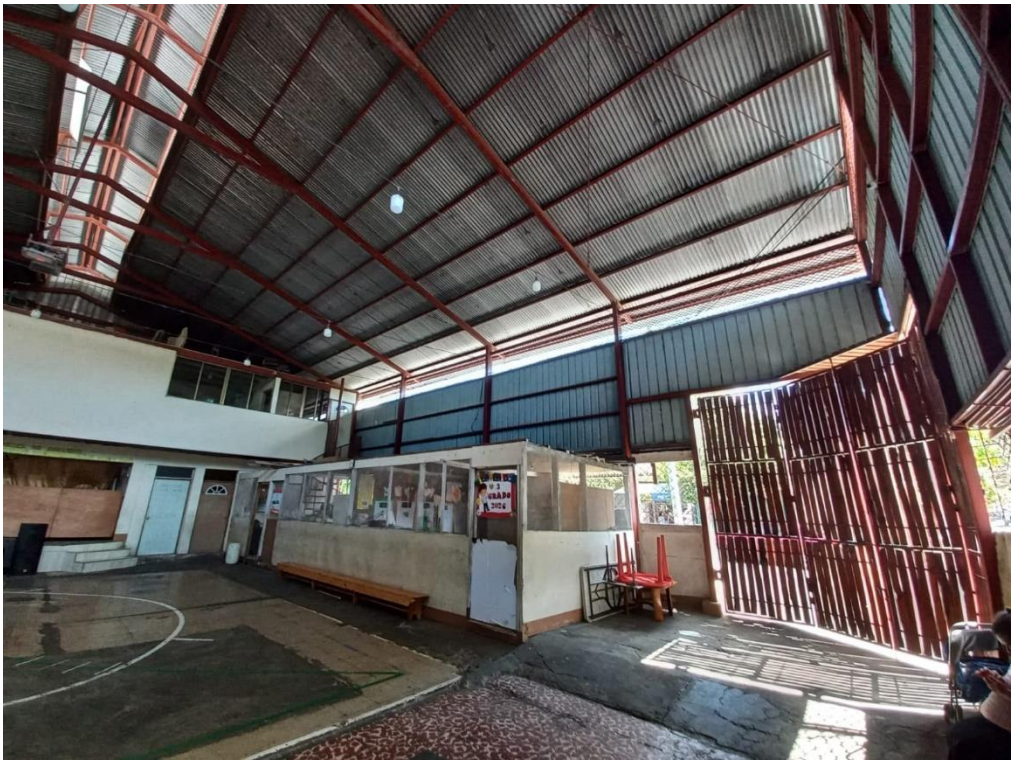
Anexo A7

Vista lateral izquierda del interior de las aulas del centro escolar



Anexo A8

Vista lateral derecha del interior de las aulas del centro escolar



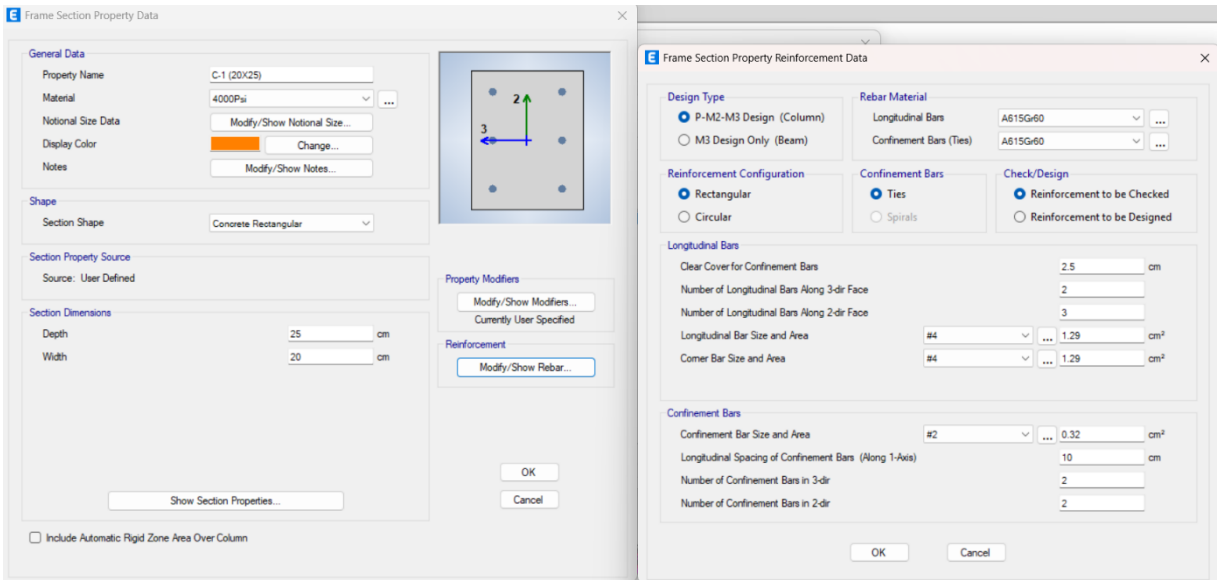
ANEXO B
Definición y propiedades de secciones en los modelos estructurales

15.2. Anexo B. Definición y propiedades de secciones en los modelos estructurales

15.2.1. Secciones del bloque 1

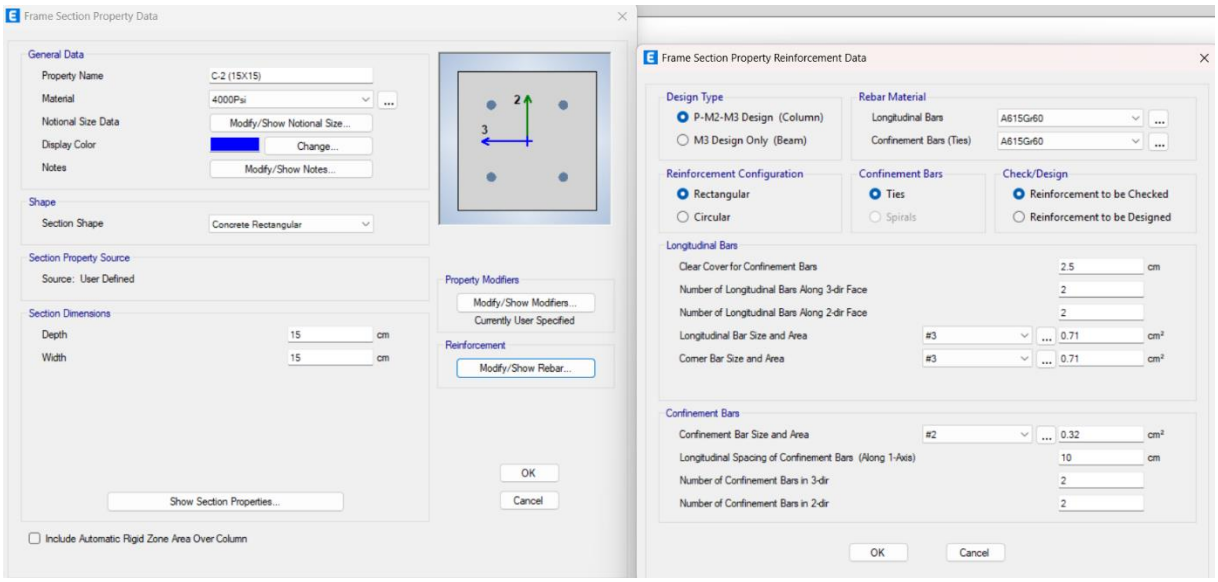
Anexo B1

Definición geométrica de C-1



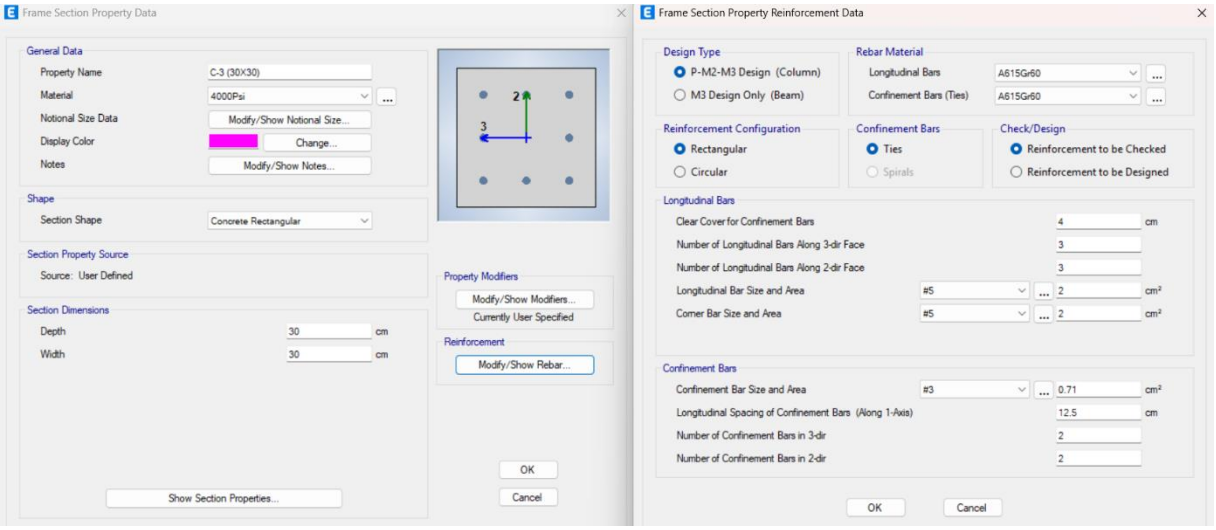
Anexo B2

Definición geométrica de C-2



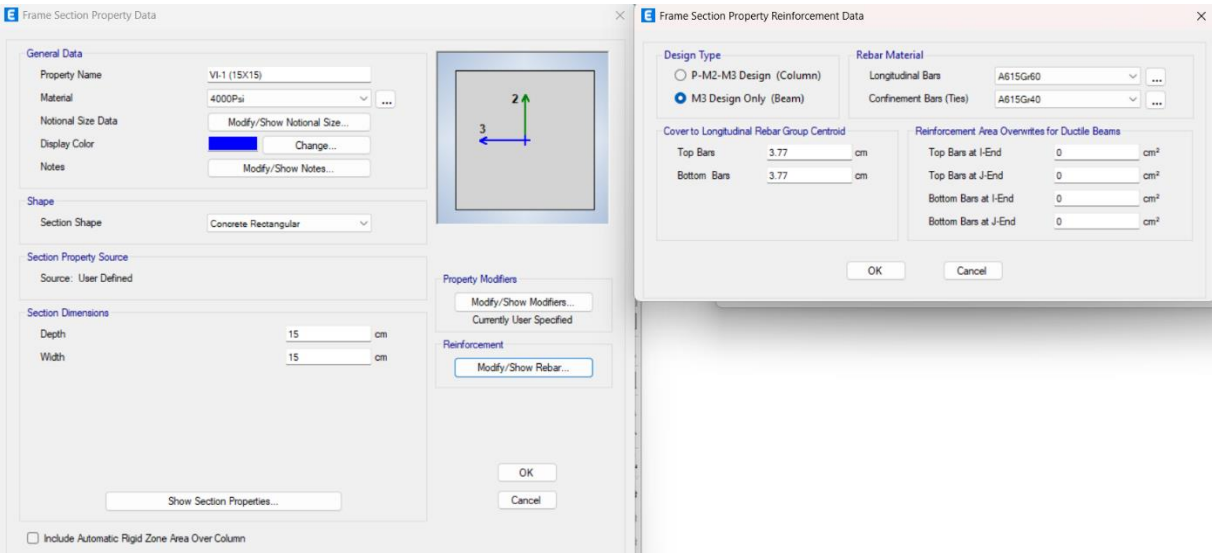
Anexo B3

Definición geométrica de C-3



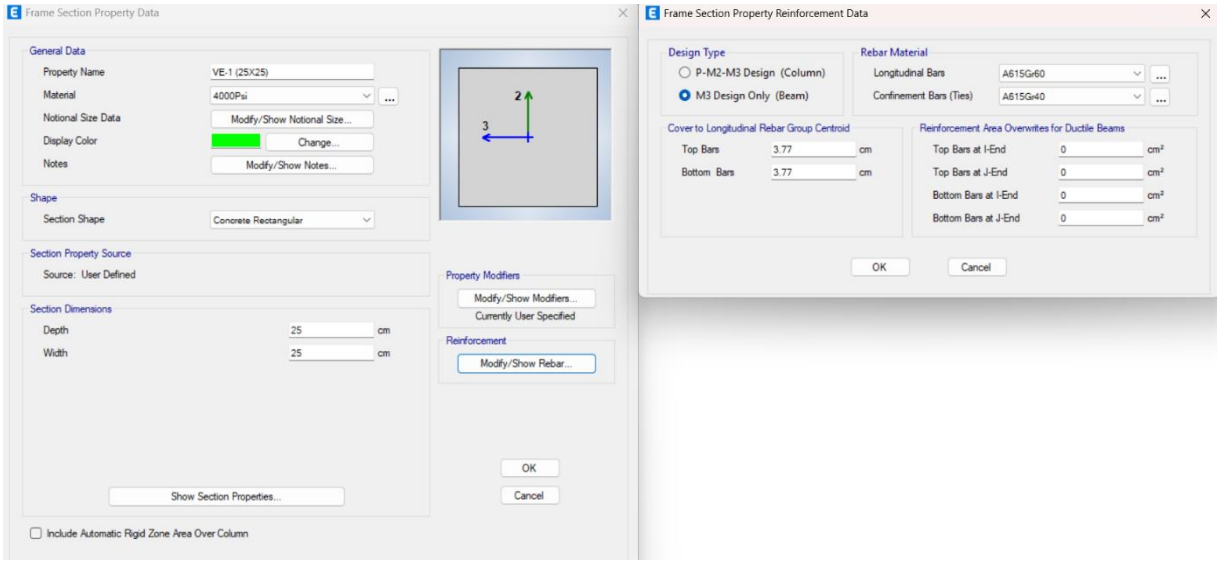
Anexo B4

Definición geométrica de VI-1



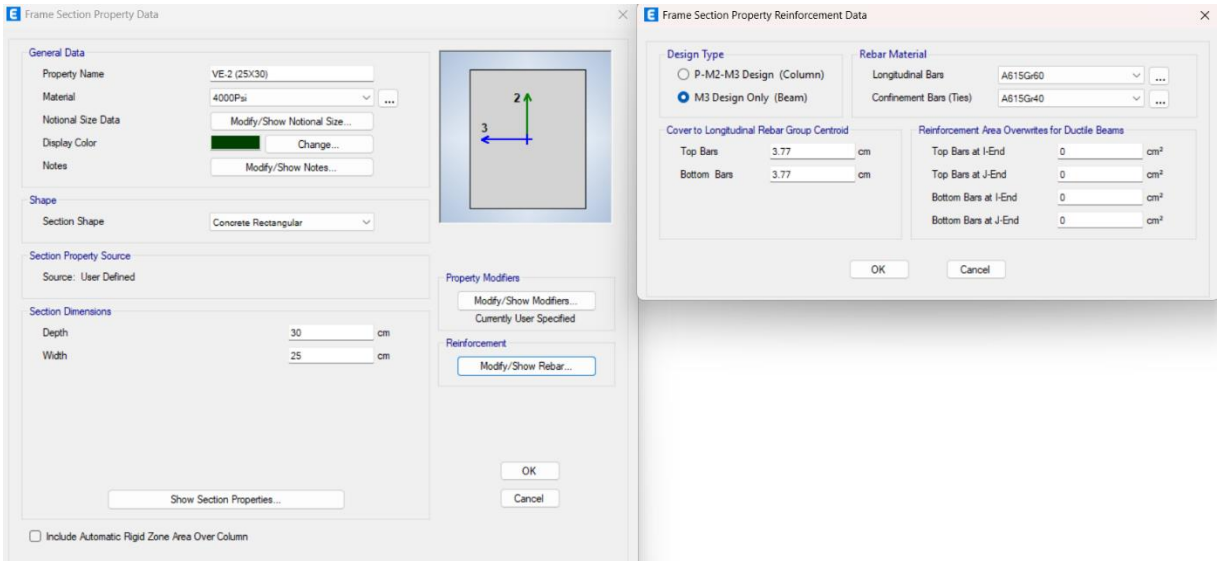
Anexo B5

Definición geométrica de VE-1



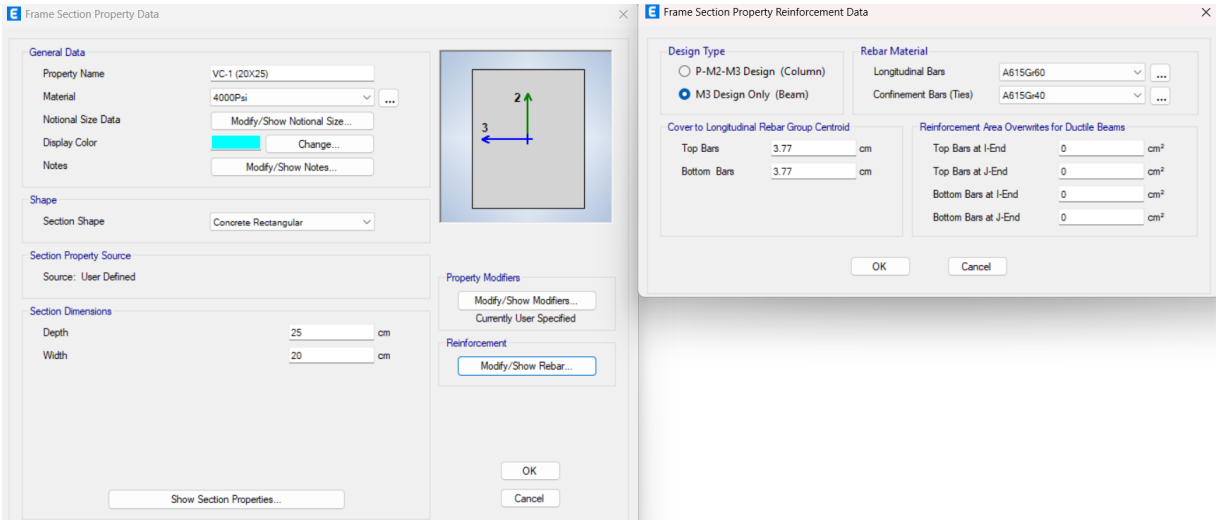
Anexo B6

Definición geométrica de VE-2



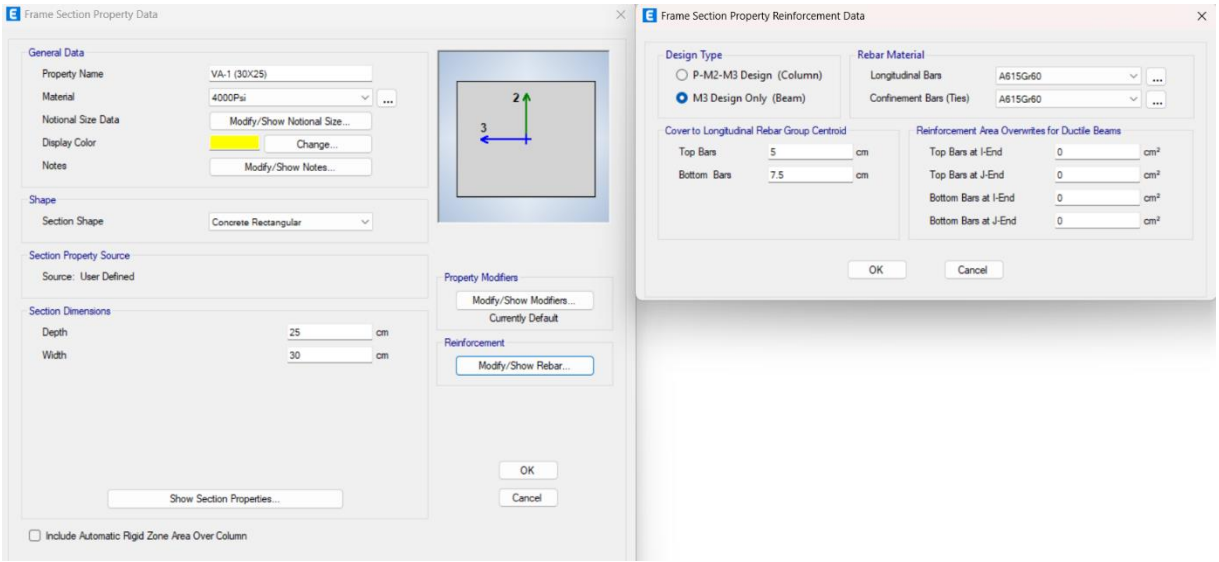
Anexo B7

Definición geométrica de VC-1



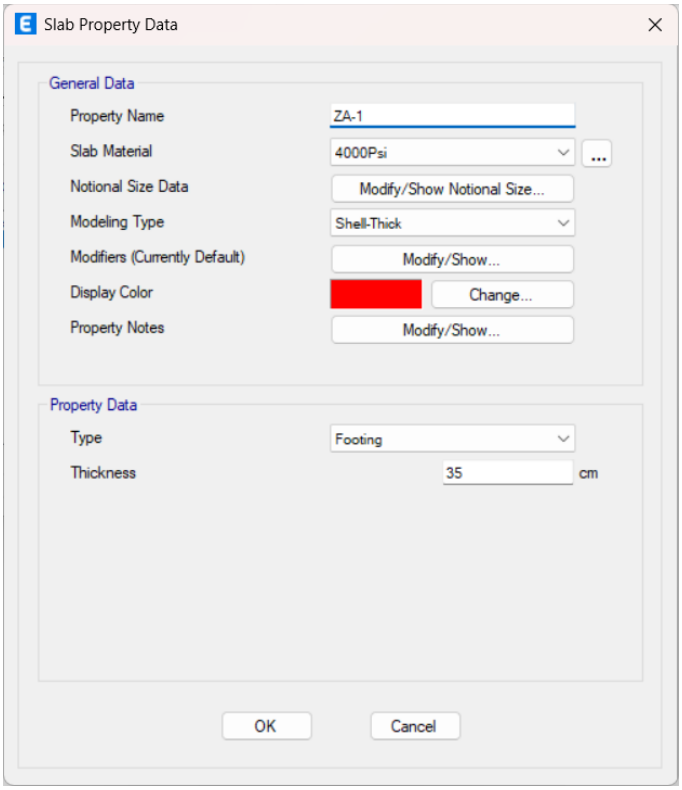
Anexo B8

Definición geométrica de VA-1



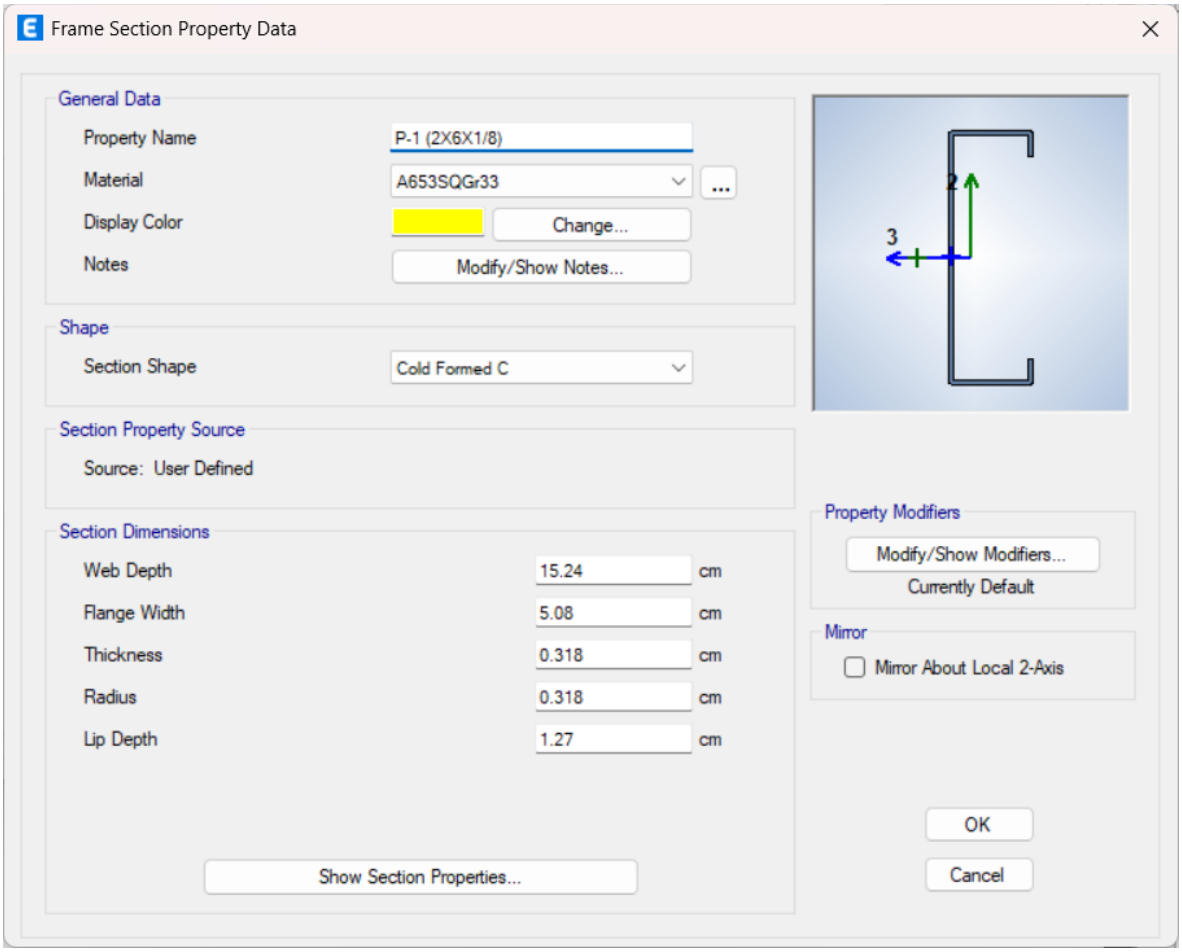
Anexo B9

Definición geométrica de ZA-1



Anexo B10

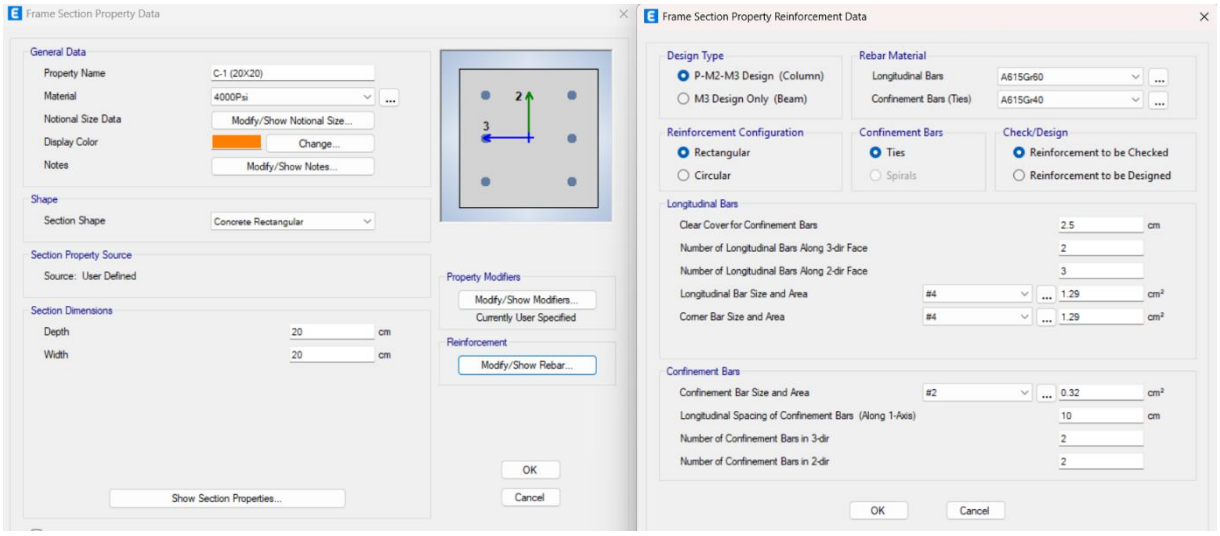
Definición geométrica de P-1



15.2.2. Secciones del bloque 2

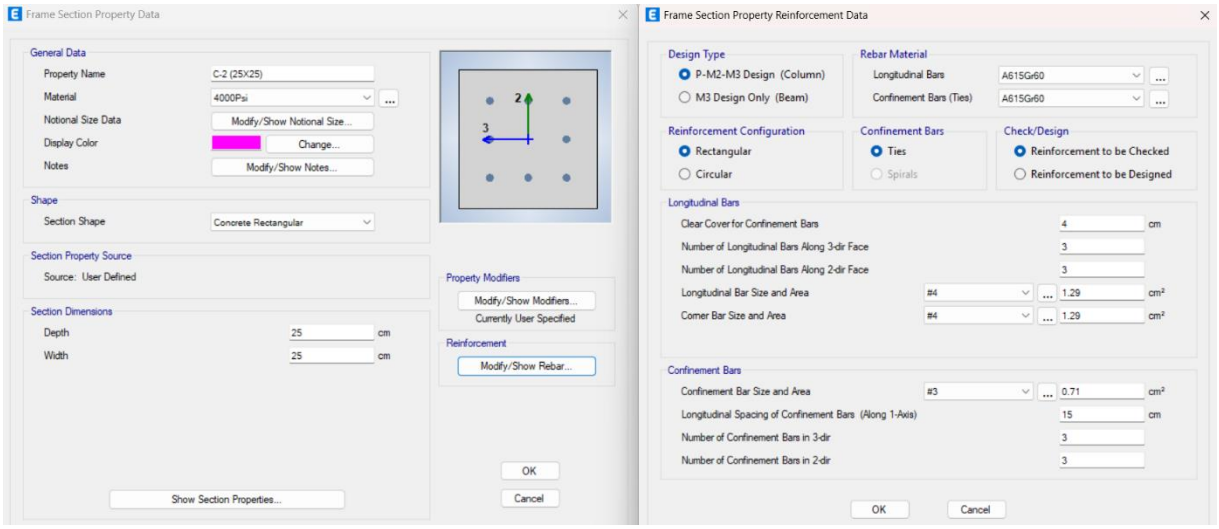
Anexo B11

Definición geométrica de C-1



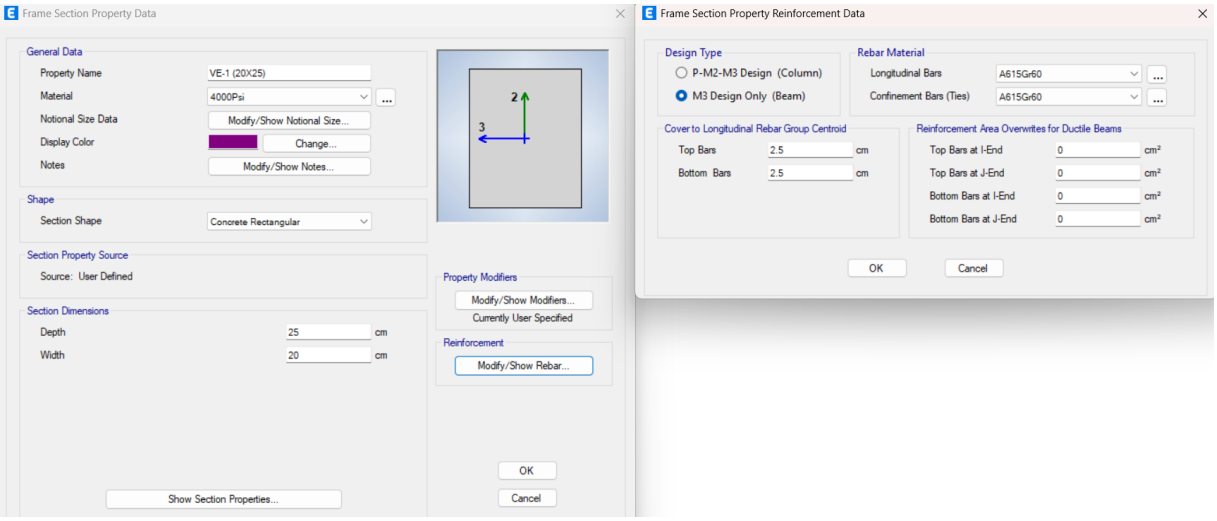
Anexo B12

Definición geométrica de C-2



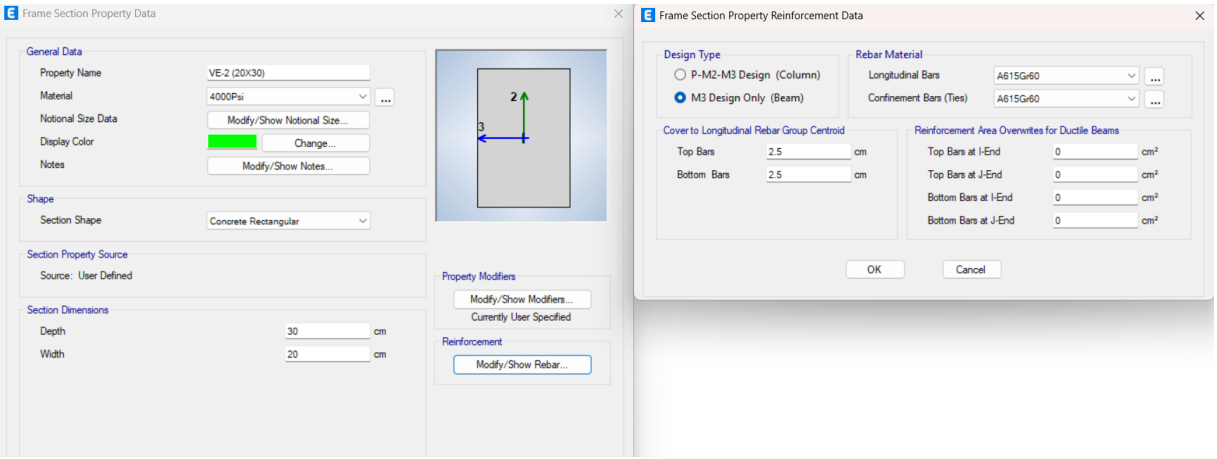
Anexo B13

Definición geométrica de VE-1



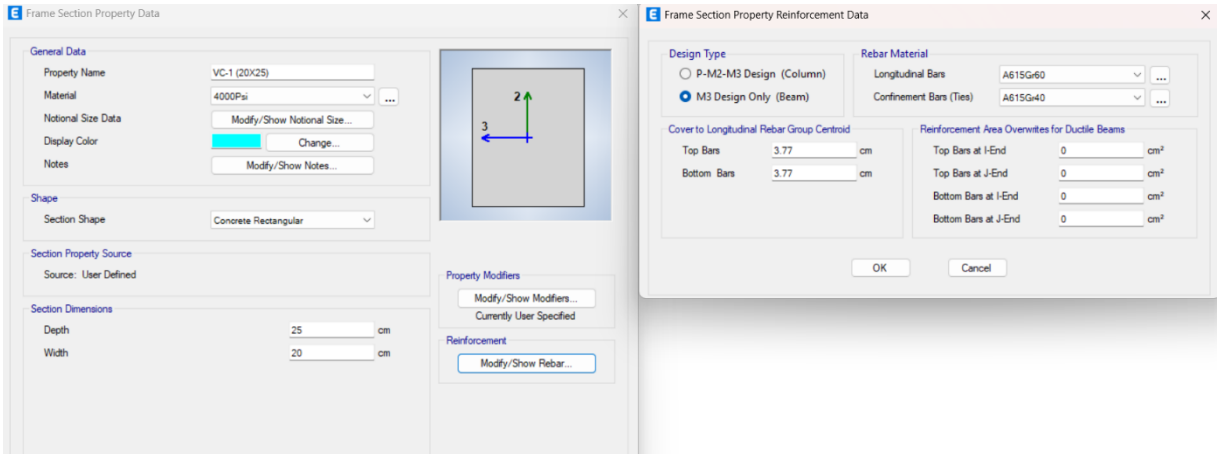
Anexo B14

Definición geométrica de VE-2



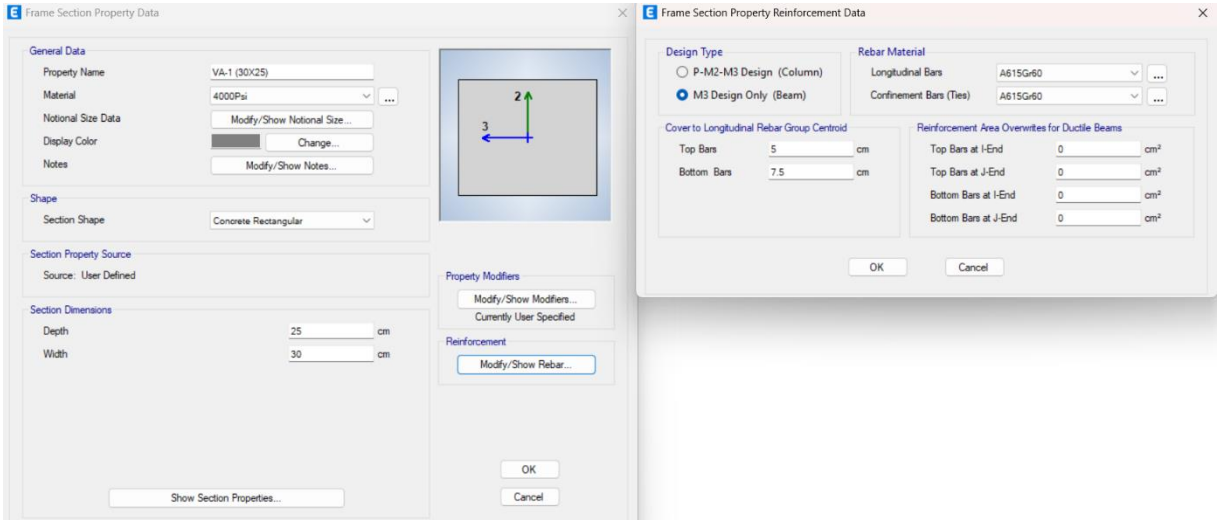
Anexo B15

Definición geométrica de VC-1



Anexo B16

Definición geométrica de VA-1

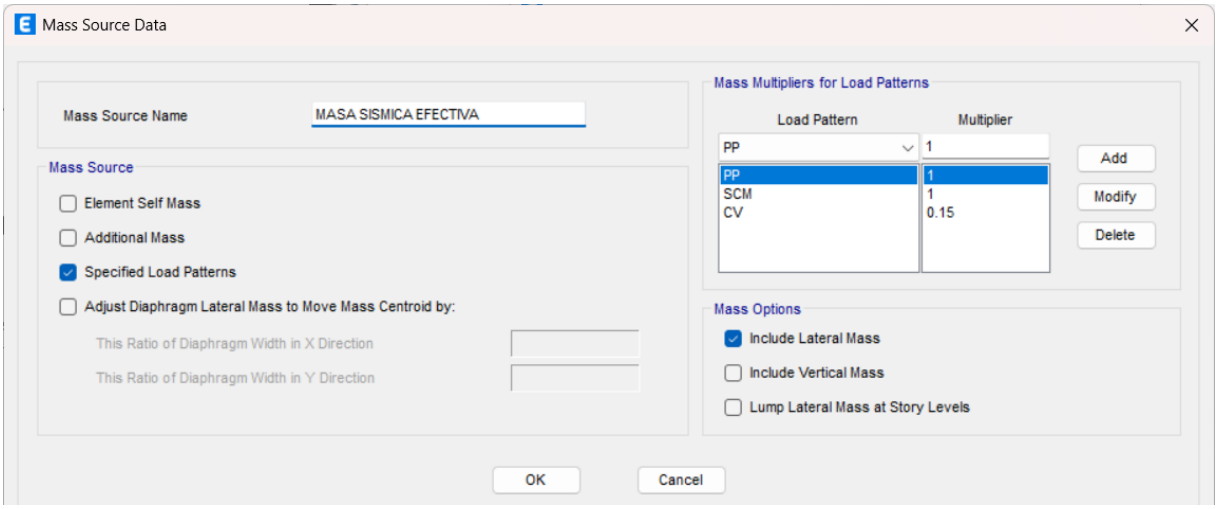


ANEXO C
Parámetros del análisis sísmico

15.3. Anexo C. Masa sísmica Efectiva

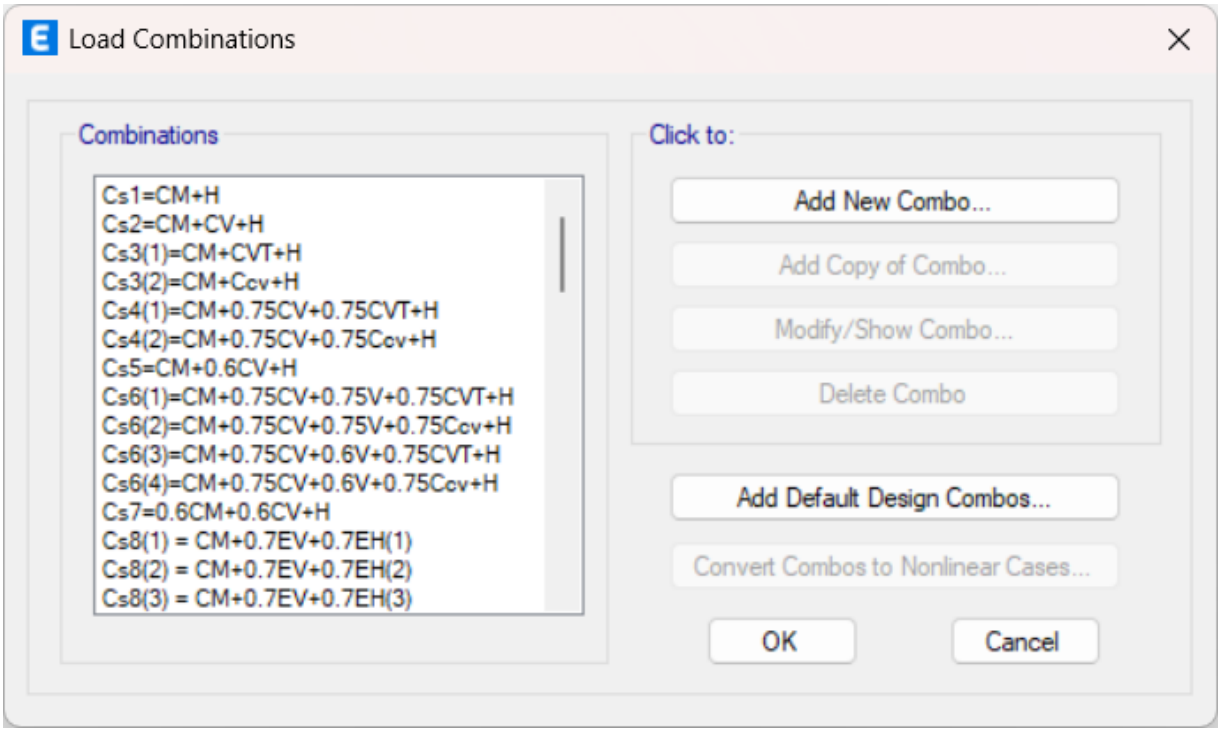
Anexo C1

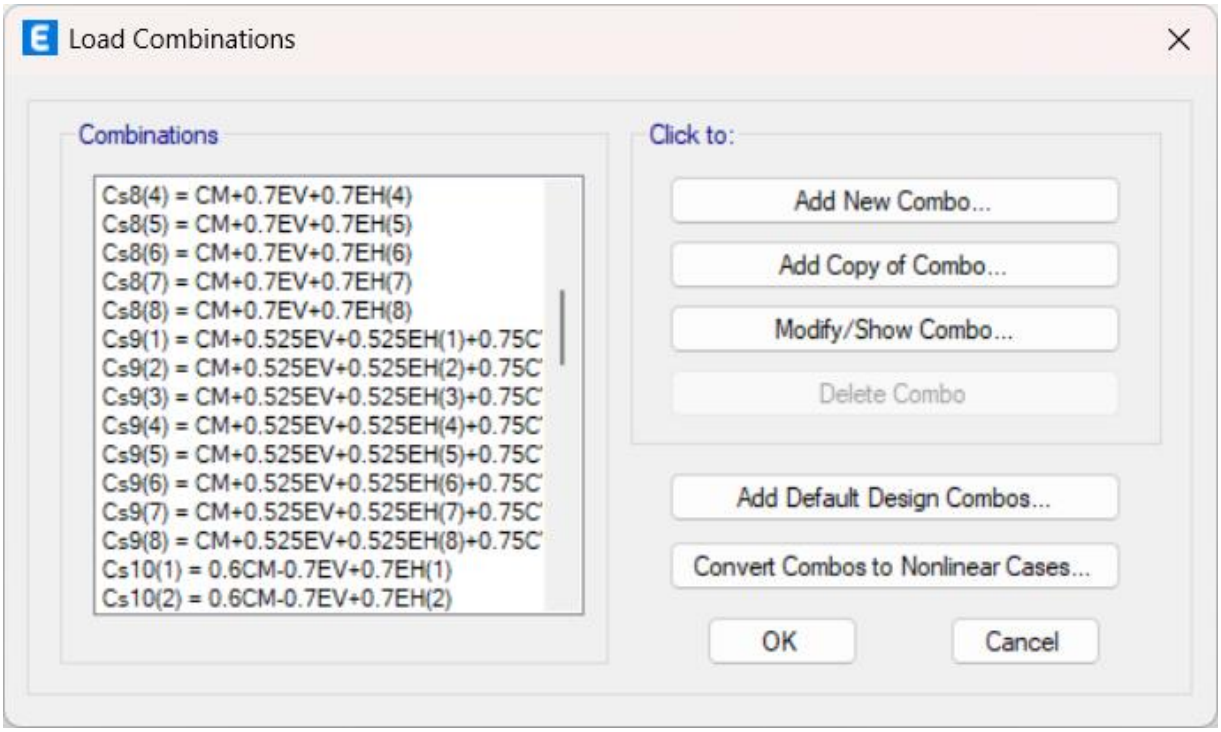
Definición de masa sísmica en el modelo numérico

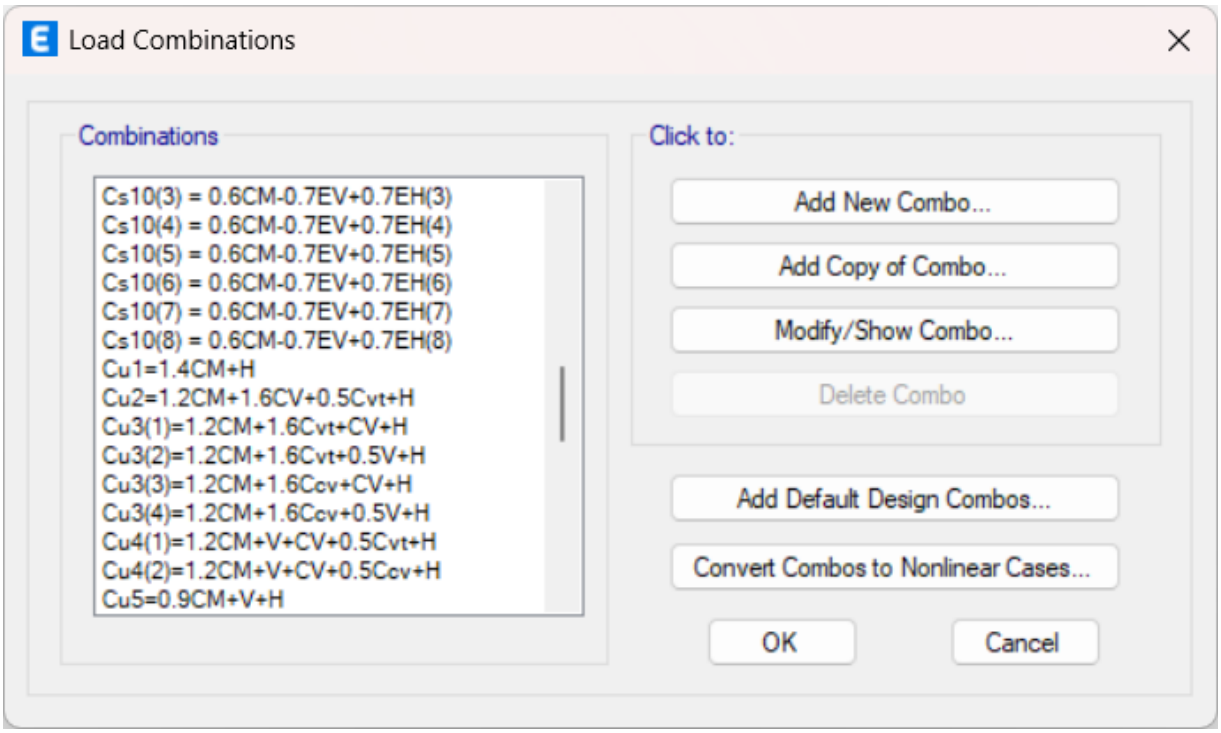


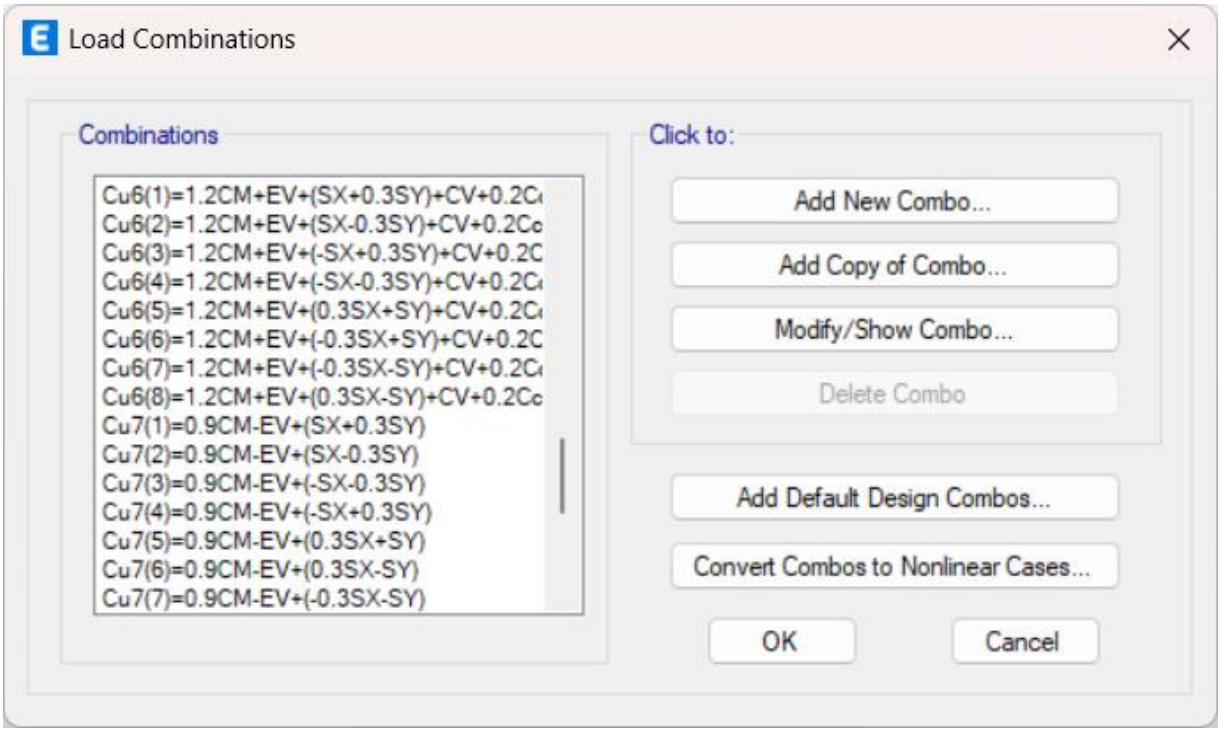
Anexo C2

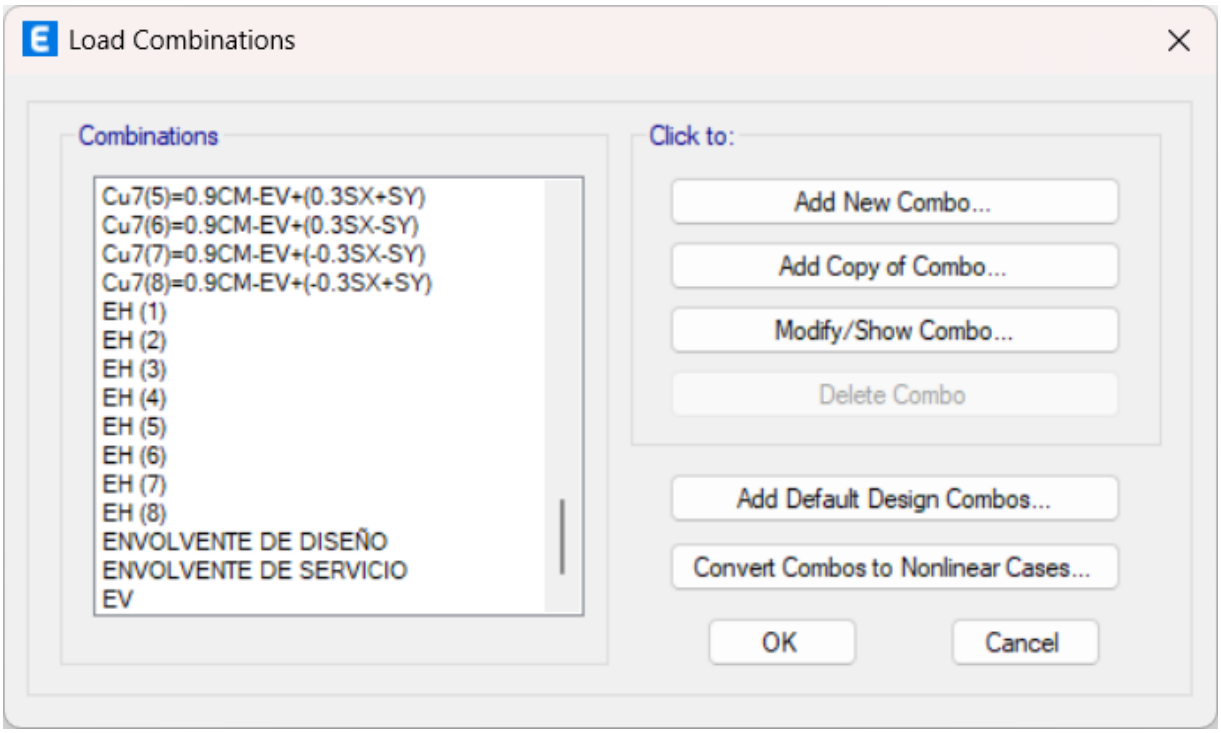
Combinaciones LRFD y ASD




Load Combinations
Combinations
Cs8(4) = CM+0.7EV+0.7EH(4)
Cs8(5) = CM+0.7EV+0.7EH(5)
Cs8(6) = CM+0.7EV+0.7EH(6)
Cs8(7) = CM+0.7EV+0.7EH(7)
Cs8(8) = CM+0.7EV+0.7EH(8)
Cs9(1) = CM+0.525EV+0.525EH(1)+0.75C
Cs9(2) = CM+0.525EV+0.525EH(2)+0.75C
Cs9(3) = CM+0.525EV+0.525EH(3)+0.75C
Cs9(4) = CM+0.525EV+0.525EH(4)+0.75C
Cs9(5) = CM+0.525EV+0.525EH(5)+0.75C
Cs9(6) = CM+0.525EV+0.525EH(6)+0.75C
Cs9(7) = CM+0.525EV+0.525EH(7)+0.75C
Cs9(8) = CM+0.525EV+0.525EH(8)+0.75C
Cs10(1) = 0.6CM-0.7EV+0.7EH(1)
Cs10(2) = 0.6CM-0.7EV+0.7EH(2)
Click to:
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
OK
Cancel


Load Combinations
Combinations
Cs10(3) = 0.6CM-0.7EV+0.7EH(3)
Cs10(4) = 0.6CM-0.7EV+0.7EH(4)
Cs10(5) = 0.6CM-0.7EV+0.7EH(5)
Cs10(6) = 0.6CM-0.7EV+0.7EH(6)
Cs10(7) = 0.6CM-0.7EV+0.7EH(7)
Cs10(8) = 0.6CM-0.7EV+0.7EH(8)
Cu1=1.4CM+H
Cu2=1.2CM+1.6CV+0.5Cvt+H
Cu3(1)=1.2CM+1.6Cvt+CV+H
Cu3(2)=1.2CM+1.6Cvt+0.5V+H
Cu3(3)=1.2CM+1.6Ccv+CV+H
Cu3(4)=1.2CM+1.6Ccv+0.5V+H
Cu4(1)=1.2CM+V+CV+0.5Cvt+H
Cu4(2)=1.2CM+V+CV+0.5Ccv+H
Cu5=0.9CM+V+H
Click to:
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
OK
Cancel

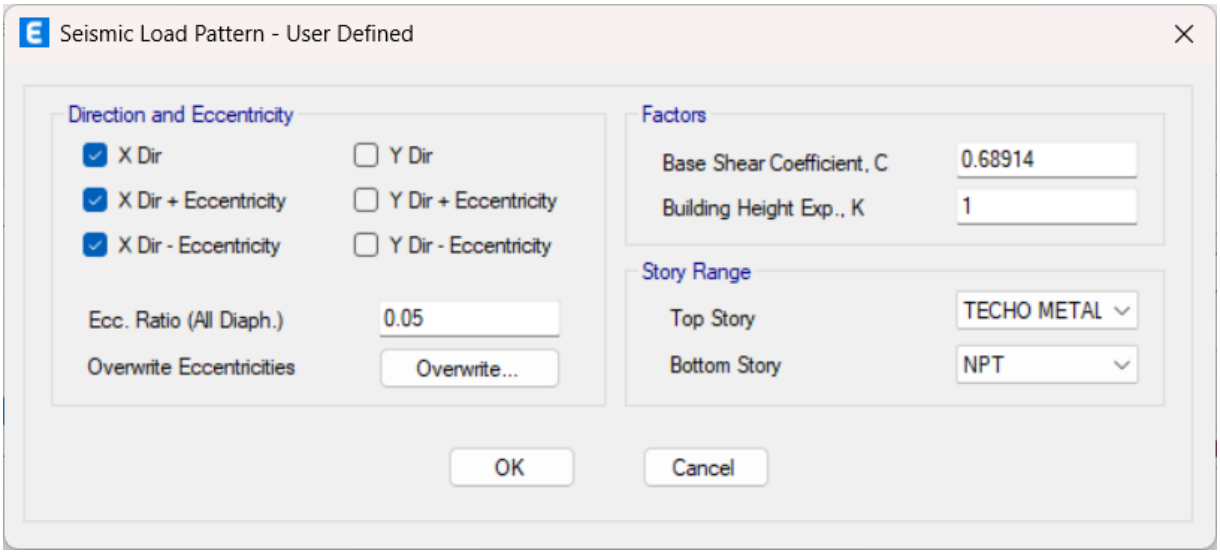

Load Combinations
Combinations
Cu6(1)=1.2CM+EV+(SX+0.3SY)+CV+0.2C
Cu6(2)=1.2CM+EV+(SX-0.3SY)+CV+0.2C
Cu6(3)=1.2CM+EV+(-SX+0.3SY)+CV+0.2C
Cu6(4)=1.2CM+EV+(-SX-0.3SY)+CV+0.2C
Cu6(5)=1.2CM+EV+(0.3SX+SY)+CV+0.2C
Cu6(6)=1.2CM+EV+(-0.3SX+SY)+CV+0.2C
Cu6(7)=1.2CM+EV+(-0.3SX-SY)+CV+0.2C
Cu6(8)=1.2CM+EV+(0.3SX-SY)+CV+0.2C
Cu7(1)=0.9CM-EV+(SX+0.3SY)
Cu7(2)=0.9CM-EV+(SX-0.3SY)
Cu7(3)=0.9CM-EV+(-SX-0.3SY)
Cu7(4)=0.9CM-EV+(-SX+0.3SY)
Cu7(5)=0.9CM-EV+(0.3SX+SY)
Cu7(6)=0.9CM-EV+(0.3SX-SY)
Cu7(7)=0.9CM-EV+(-0.3SX-SY)
Click to:
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
OK
Cancel


Load Combinations
Combinations
Cu7(5)=0.9CM-EV+(0.3SX+SY)
Cu7(6)=0.9CM-EV+(0.3SX-SY)
Cu7(7)=0.9CM-EV+(-0.3SX-SY)
Cu7(8)=0.9CM-EV+(-0.3SX+SY)
EH (1)
EH (2)
EH (3)
EH (4)
EH (5)
EH (6)
EH (7)
EH (8)
ENVOLVENTE DE DISEÑO
ENVOLVENTE DE SERVICIO
EV
Click to:
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
OK
Cancel

15.3.1. Coeficiente sísmico en el bloque 1

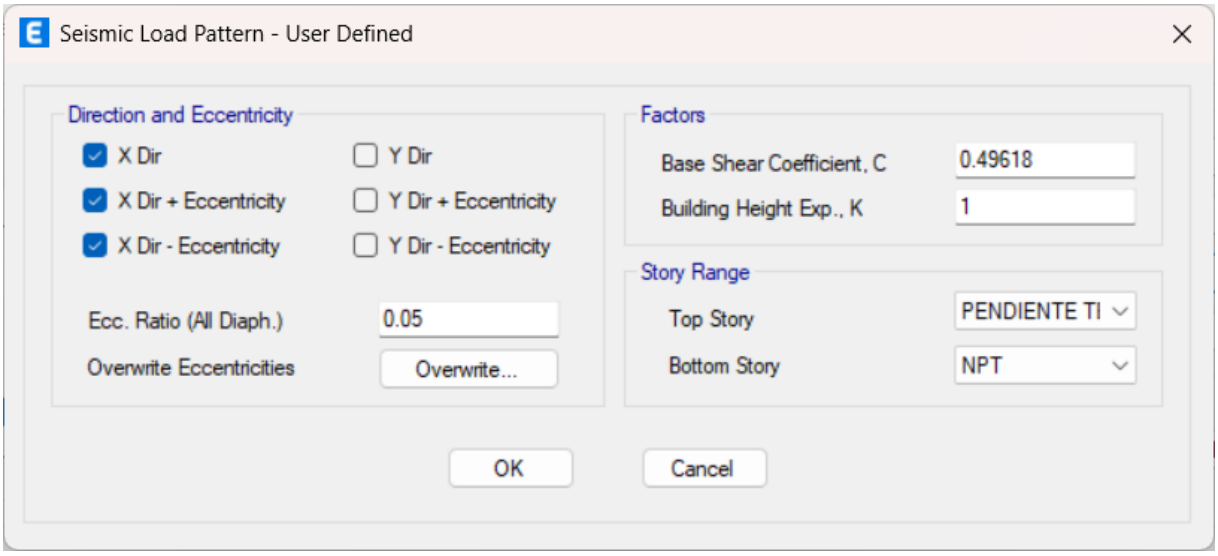
Anexo C3

Coeficiente sísmico en X



Anexo C4

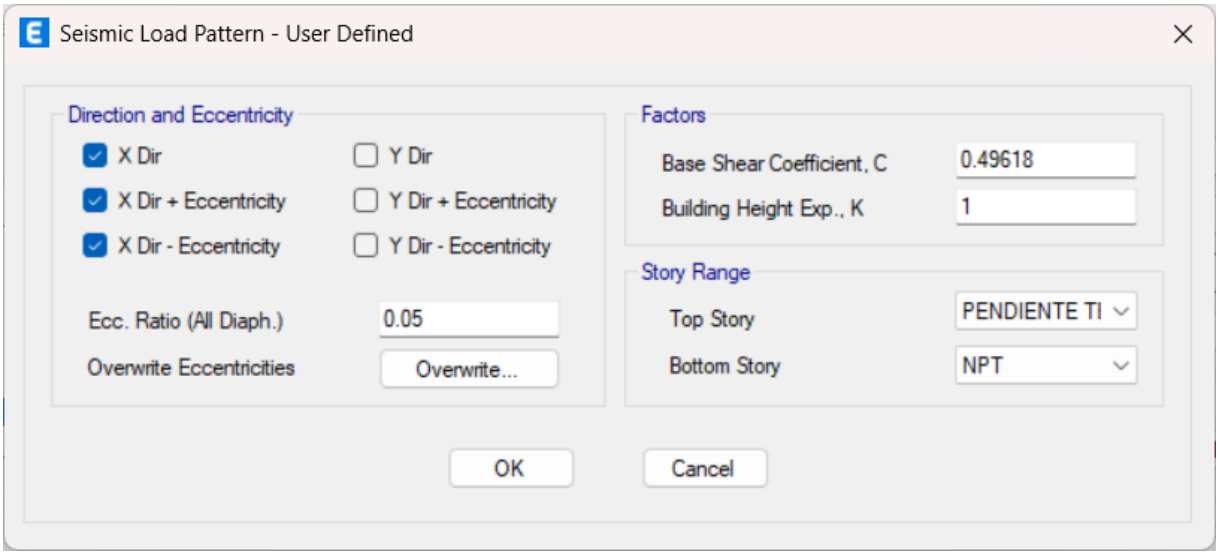
Coeficiente sísmico en Y



15.3.2. Coeficiente sísmico en el bloque 2

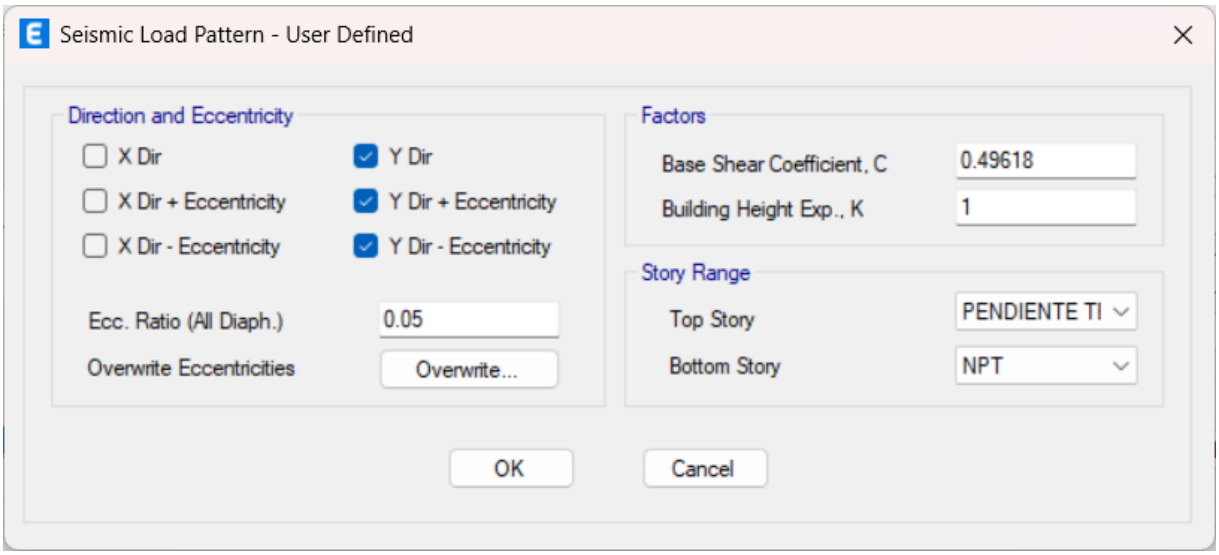
Anexo C5

Coeficiente sísmico en X



Anexo C6

Coeficiente sísmico en Y



15.3.3. Cálculo del coeficiente sísmico del bloque 1, 2 Y 3

Se presenta el cálculo del coeficiente sísmico y la evaluación de las irregularidades estructurales de los bloques 1 y 3; este mismo procedimiento se aplicó para el bloque 2. Se definió el mismo espectro para ambos bloques, debido a que los parámetros sísmicos son iguales en los tres edificios. La diferencia en la respuesta estructural dependerá principalmente del período de vibración de cada estructura.

Anexo C7

Cálculo del coeficiente sísmico

Analisis de la estructura

Datos:

Ubicacion: Managua
Sistema en X: Mamposteria confinada
Sistema en Y: Mamposteria confinada
Uso: Escuela
Tipo de suelo: Suelo muy denso y roca blanda

Tabla 5.1.1 - **Sismo de diseño según categoría de riesgo**

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Sismo de diseño
Estructuras no destinadas a habitación	I	Sismo de servicio.
Estructuras de ocupación normal	II	Sismo de diseño
Estructuras de ocupación especial	III	Sismo extremo I.
Estructuras esenciales	IV	Sismo extremo II.

Factor de importancia (Tabla 5.2.1.)

$I := 1.3$

Tabla 5.2.1- **Factor de Importancia**

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1.0
III	1.3
IV	1.65

Factor de isoaceleracion Tabla 6.2.1.

$a_o := 0.367$

Tabla 5.3.1 - **Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración del terreno en roca para periodo cero a_o PGA. Con un periodo de retorno de 475 años**

PGA	Categoría de riesgo	
Valores de a_0 en g	I, II	III, IV
$a_0 \leq 0.10$	A	B
$0.10 < a_0 < 0.15$	B	C
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	D
$0.30 \leq a_0$	D	D



Calculo del factor de regularidad (Tabla 5.4.1)

Tabla 5.4.1 - **Factor de Regularidad**

Factor de regularidad en planta	Factor de regularidad en elevación
$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$	$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$
Donde: D	onde:
Φ_P – Factor de regularidad en planta	Φ_E – Factor de regularidad en elevación
Φ_{PA} – Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1,2 y/o 3.	Φ_{EA} – Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1 y 4.
Φ_{PB} – Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 4.	Φ_{EB} – Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 2 y 3.
ϕ_{Pi} – Factor de irregularidad en planta	ϕ_{Ei} – Factor de irregularidad en elevación

Factor de regularidad en planta

Tipo 1 - Irregularidad torsional

$\phi_{t1_1_px} := 1$ $\phi_{t1_1_py} := 1$

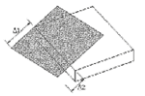
$\phi_{t1_2_px} := 1$ $\phi_{t1_2_py} := 1$

Tipo 1 – Irregularidad torsional

$\phi_{Pi} = 0.9$

$\Delta > 1.2 * (\frac{\Delta 1 - \Delta 2}{2})$

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en la sección 9.6 de la presente norma.



$\phi_{t1_n} := \mathbf{if}\left(\left(min\left(\phi_{t1_1_px}, \phi_{t1_2_px}, \phi_{t1_1_py}, \phi_{t1_2_py}\right)\right) > 0.9, 1, 0.9\right) = 1$

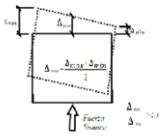
$\phi_{t1_ex} :=$ No existe

$\phi_{t1} := min\left(\phi_{t1_n}, \phi_{t1_ex}\right) = 1$

Tipo 1Ex – Irregularidad torsional Extrema

$\Delta > 1.4 * (\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2})$

Existe irregularidad por torsión extrema, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.



Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas

$A := 0\ m$

$B := 5.30\ m$

$C := 0\ m$

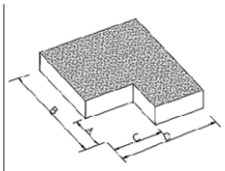
$D := 21.16\ m$

Tipo 2 - Retroceso excesivos en las equinas

$\phi_{Pi} = 0.9$

$A > 0.15B\ y\ C > 0.15D$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



$\phi_{t2} := \mathbf{if}(A > 0.15\ B \wedge C > 0.15\ D, 0.9, 1) = 1$

Tipo 3 - Discontinuidad en los sistemas de piso

$Opciones :=$ Tipo 3: No aplica ninguna

$C := 1\ m$ $D := 0\ m$ $A := 0\ m$

$B := 0\ m$ $E := 0\ m$

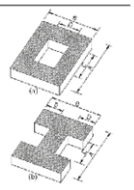
Tipo 3 – Discontinuidad en los sistemas de piso

$\phi_{Pi} = 0.9$

a) $C \times D > 0.5A \times B$

b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



$$Tipo3 := \begin{bmatrix} \mathbf{if}(C \cdot D > 0.5\ A \cdot B, 0.9, 1) \\ \mathbf{if}((C \cdot D + C \cdot E) > 0.5 \cdot A \cdot B, 0.9, 1) \\ 1 \end{bmatrix} \quad \phi_{t3} := Tipo3_{Opciones} = 1$$

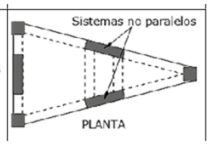
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos

$\phi_{t4} := \text{Aplica} = 0.8$

Tipo 4 – Ejes estructurales no paralelos

$\phi_{Pi} = 0.8$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



$\phi_{PA} := min\left(\phi_{t1}, \phi_{t2}, \phi_{t3}\right) = 1$

$\phi_{PB} := \phi_{t4} = 0.8$

$\phi_P := \phi_{PA} \cdot \phi_{PB} = 0.8$ - Factor de regularidad en planta

Factor de regularidad en elevacion

Tipo 1 - Piso flexible

$K_c := 102970.16 \ \frac{tonnef}{m}$

$K_D := 20415.83 \ \frac{kgf}{m}$

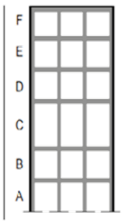
Tipo 1 – Piso flexible

$\phi_{Ei} = 0.8$

$Rigidez\ K_c < 0.70\ Rigidez\ K_D$

$Rigidez\ K_c < 0.80 \cdot \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$

La estructura se considera irregular o de piso flexible cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.



$\phi_{t1_e1} := \mathbf{if}\left(K_c < 0.70\ K_D, 0.8, 1\right) = 1$

$\phi_{t3_ex} := \mathbf{if}\left(K_c < 0.60\ K_D, 0.8, 1\right) = 1$

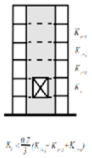
$\phi_{t1_e} := min\left(\phi_{t1_e1}, \phi_{t3_ex}\right) = 1$

Tipo 3Ex – Piso flexible Extremo

$Rigidez\ K_i < 0.60\ K_{i-1}$

$K_i < 0.70 \cdot \frac{(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})}{3}$

La estructura se considera fuertemente irregular o de piso flexible extremo, cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 70 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.



Tipo 2 - Distribucion de masa

$m_D := 13.76\ tonnef$

$m_E := 4.88\ tonnef$

$m_C := 0.702\ tonnef$

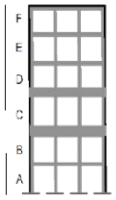
Tipo 2 – Distribución de masa

$\phi_{Ei} = 0.9$

$m_D > 1.50 m_E$ o

$m_D > 1.50 m_C$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.



$\phi_{t2_e} := \mathbf{if}\left(m_D > 1.50\ m_E \vee m_D > 1.50\ m_C, 0.9, 1\right) = 0.9$

Tipo 3 - Irregularidad geometrica

$a := 1\ m$

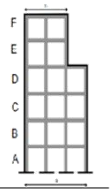
$b := 1\ m$

$\phi_{t3_e} := \mathbf{if}\left(\frac{a}{b} > 1.3, 0.9, 1\right) = 1$

Tipo 3 – Irregularidad geométrica

$\phi_{Ei} = 0.9$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Tipo 4 - Piso debil

$\phi_{t4_ex} := 1$

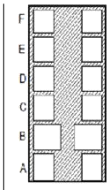
Tipo 4 – Piso débil

$\phi_{Ei} = 0.8$

Fuerza de piso $F_{PD} < 0.7\ F_{PC}$

Fuerza de piso $F_{PB} < 0.80 \cdot \frac{(F_C + F_D + F_E)}{3}$

La estructura se considera irregular o de piso débil, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior o menor que el 80 % del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores. Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.

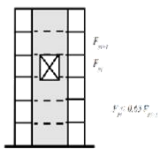


$\phi_{t4_ext} := 1$

Tipo 4Ex – Piso débil extremo

Fuerza de piso $F_{PI} < 0.65\ F_{PI+1}$

La estructura se considera fuertemente irregular o de piso débil extremo, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 65% de la resistencia del piso inmediatamente superior. Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.



$\phi_{t4_e} := min\left(\phi_{t4_ex}, \phi_{t4_ext}\right) = 1$

$$\phi_{EA} := min\left(\phi_{t1_e}, \phi_{t4_e}\right) = 1$$

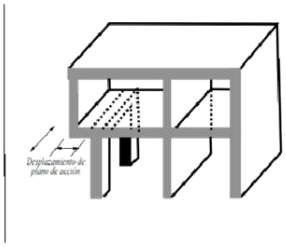
$$\phi_{EB} := min\left(\phi_{t2_e}, \phi_{t3_e}\right) = 0.9$$

$\phi_E := \phi_{EA} \cdot \phi_{EB} = 0.9$ - Factor de regularidad en elevacion

Tipo 2 ex- Desplazamiento de los planos de accion de elementos verticales

Tipo 2Ex – Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.

Una estructura se considera fuertemente irregular cuando existen discontinuidades o desalineamientos en los ejes verticales que supera 1/3 de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.



$L_h := 0\ cm$ $d := 0\ cm$

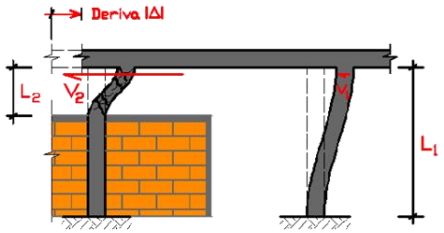
$$\phi_{t2_ex} := \mathbf{if}\left(d > \frac{L_h}{3}, \text{“Aplica”}, \text{“No aplica”}\right) = \text{“No aplica”}$$

Tipo 5 exp - Columna corta

$\phi_{t5_exp} :=$ No aplica

Tipo 5Ex – Columna corta

Cuando exista una marcada reducción en la longitud libre de la columna, por el efecto de restricciones laterales tales como paredes u otros elementos estructurales.



Coeficientes y factores de diseño (tabla 5.5.1)

$R := 3 \qquad C_d := 2 \qquad \gamma_{max} := 0.006 \qquad \Omega := 2.5$

$R_o := R \cdot \phi_P \cdot \phi_E = 2.16$

Clasificacion por tipo de suelo (Tabla 6.3.1)

$F_{as} := 1.3$

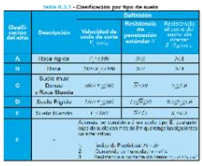


Tabla 6.4.1 - Factores de amplificación vertical por tipo de suelo

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
Z_I	0.8	1	1.4	1.7	2.2
Z_{II}	0.8	1	1.4	1.6	2.3
Z_{III}	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
Z_{IV}	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

Factor de ajuste espectral por comportamiento del suelo

$FS_{tb} := 1$

$FS_{tc} := \frac{4}{3}$

Tabla 6.5.1 - Factor de ajuste espectral FS para T_b y T_c

Clasificación del sitio	FS_{Tb}	FS_{Tc}
A	1	5/6
B	1	1
C	1	4/3
D	2	5/3

Factores caracteristicos del espectro de respuesta 6.8

$A_o := a_o \cdot F_{as} \cdot I$

$\beta := 2.4$

$T_b := 0.05\ s$

$T_c := 0.3\ s$

$T_d := 2\ s$

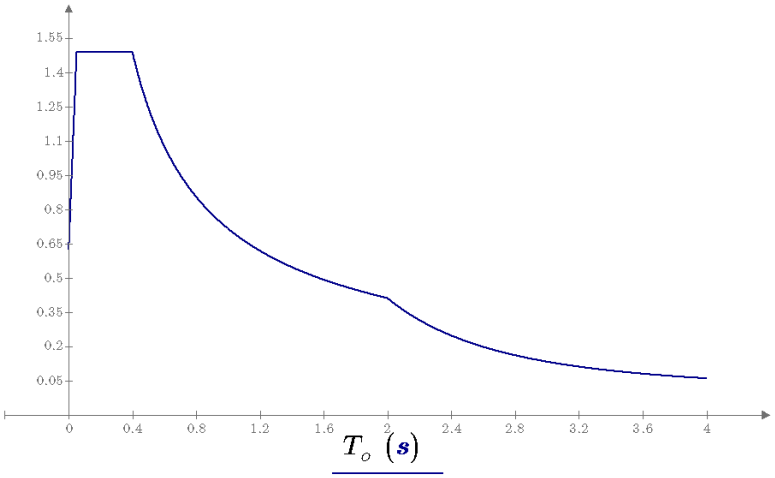
$p := 0.8$

$q := 2$

$$A_e(T) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0 \le T \le FS_{tb} \cdot T_b \\ \quad \left\| A_o \cdot \left(1 + \frac{T}{FS_{tb} \cdot T_b} \cdot (\beta - 1)\right) \right. \\ \text{else if } FS_{tb} \cdot T_b \le T \le FS_{tc} \cdot T_c \\ \quad \left\| \beta \cdot A_o \right. \\ \text{else if } FS_{tc} \cdot T_c \le T \le T_d \\ \quad \left\| \beta \cdot A_o \cdot \left(\frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T}\right)^p \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \beta \cdot A_o \cdot \left(\frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T}\right)^p \cdot \left(\frac{T_d}{T}\right)^q \right. \end{array} \right.$$

- Funcion a trozos que define el espectro de respuesta elastica por intervalos definidos

$$A_{(T)} \begin{cases} A_0 \left[1 + \frac{T}{FS_{T_b} \cdot T_b} (\beta - 1)\right] & 0 \le T \le FS_{T_b} \cdot T_b \\ \beta A_0 & FS_{T_b} \cdot T_b \le T \le FS_{T_c} \cdot T_c \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T}\right)^p & FS_{T_c} \cdot T_c \le T \le T_d \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T}\right)^p \left(\frac{T_d}{T}\right)^q & T_d \le T \end{cases} \quad \text{(6.7-1)}$$



$A_e(T_o)$

Definicion del espectro de respuesta inelastica para el eje X (Espectro de diseño reducido 6.9)

$$A_{i_x}(T) := \begin{cases} \left(\frac{A_o \cdot T}{FS_{tb} \cdot T_b} \cdot \left(\frac{\beta}{R_o} - 1\right)\right) + A_o & \text{if } 0 \le T \le FS_{tb} \cdot T_b \\ \frac{\beta \cdot A_o}{R_o} & \text{else if } FS_{tb} \cdot T_b \le T \le FS_{tc} \cdot T_c \\ \frac{\beta \cdot A_o \cdot \left(\frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T}\right)^p}{R_o} & \text{else if } FS_{tc} \cdot T_c \le T \le T_d \\ \frac{\beta \cdot A_o \cdot \left(\frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T}\right)^p \cdot \left(\frac{T_d}{T}\right)^q}{R_o} & \text{else} \end{cases}$$

El espectro reducido para diseño, es el que resulta al dividir las ecuaciones del espectro de diseño elástico por el factor de comportamiento sísmico. $\frac{A_{(T)}}{R_0}$ Excepto para la primera rama ascendente, cuyo valor sería:

6.9 Espectro de diseño reducido

$$A_{(T)} = [\frac{A_0 T}{FS_{T_b} \cdot T_b}(\frac{\beta}{R_o} - 1)] + A_0 \qquad \textbf{(6.9-1)}$$

Válido para periodos comprendidos $0 \le T \le FS_{T_b} \cdot T_b$

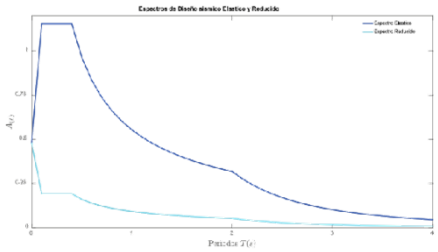
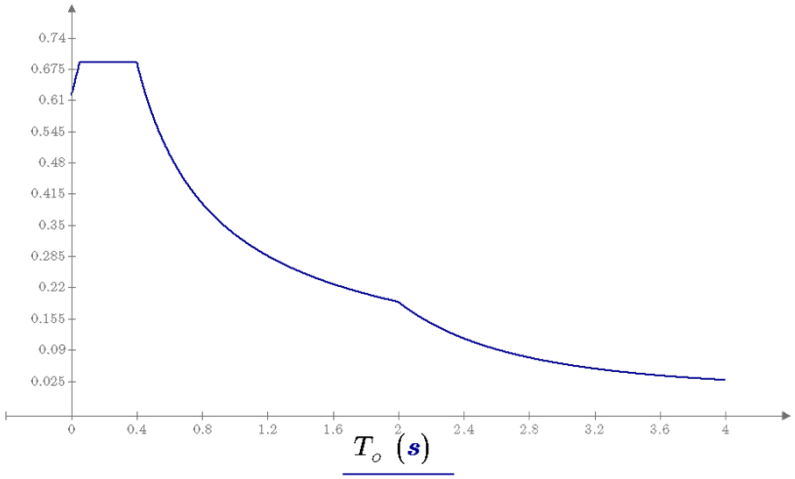
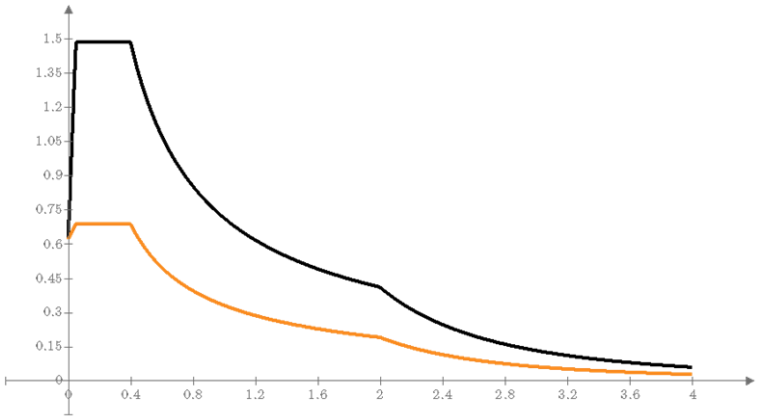


Figura 6.9.1 - Espectro de diseño elástico y reducido



$A_{i_x}(T_o)$



Periodo fundamental aproximado T_a (8.2.1.6)

$T_{xm} := 0.15\ s$

$T_{ym} := 0.12\ s$

$C_t := 0.0488$

$x := 0.75$

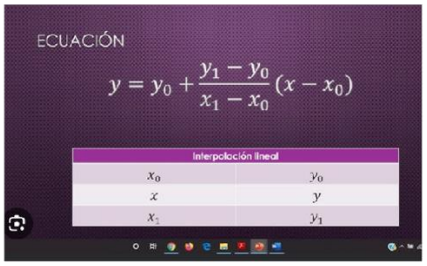
$h_n := 6\ m$

Tabla 8.2.2 - **Coeficientes para el cálculo del período aproximado**

Tipo de estructura	C_t	x
Marcos resistentes a momentos en los que los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
• Marcos de acero resistentes a momentos.	0.0724	0.80
• Marcos de concreto reforzados resistentes a momentos.	0.0466	0.90
Marcos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Marcos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

$$T_a := C_t \cdot \left(\frac{h_n}{m}\right)^x \quad s = 0.18708\ s$$

$$C_u := \begin{cases} 1.7 & \text{if } F_{as} \cdot a_o \le 0.1 \\ 1.7 + \frac{1.5-1.7}{0.2-0.1} \cdot (F_{as} \cdot a_o - 0.1) & \text{else if } 0.1 \le F_{as} \cdot a_o \le 0.2 \\ 1.4 & \text{else if } F_{as} \cdot a_o \ge 0.3 \\ \text{“Revisar”} & \text{else} \end{cases} = 1.4$$



$$T_{max} := C_u \cdot T_a = 0.26192\ s$$

$$T_x := min\left(T_{xm}, T_{max}\right) = 0.15\ s$$

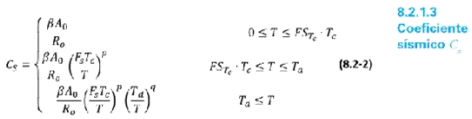
$$T_y := min\left(T_{ym}, T_{max}\right) = 0.12\ s$$

Tabla 8.2.1- **Coeficiente para el límite superior del período máximo calculado**

$F_{as} * a_o$	C_u
≥0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤0.1	1.7

Coeficiente sismico (8.2.1.3)

$$C_{sxy} := \begin{cases} \frac{\beta \cdot A_o}{R_o} & \text{if } 0 \le T_x \le FS_{tc} \cdot T_c \\ \frac{\beta \cdot A_o}{R_o} \cdot \left(\frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T_x}\right)^p & \text{else if } FS_{tc} \cdot T_c \le T_x \le T_d \\ \frac{\beta \cdot A_o}{R_o} \cdot \left(\frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T_x}\right)^p \cdot \left(\frac{T_d}{T_x}\right)^q & \text{else} \end{cases} = 0.68914$$



Coeficiente sismico minimo (8.2.1.4)

$$C_{s_min} := FS_{tc} \cdot \beta \cdot \frac{A_o}{2 \cdot R_o} = 0.45943$$

8.2.1.4 Coeficiente sísmico mínimo

El coeficiente sísmico mínimo será igual a:

$$C_{S_min} = FS_{T_c} \beta \frac{A_0}{2R_o}$$

$$C_s := \max\left(C_{sxy}, C_{s_min}\right) = 0.68914$$

Efecto de carga sismica vertical (7.8.1.2)

$$F_{as} \cdot a_o = 0.4771$$

$$F_v := 0.2 \cdot F_{as} \cdot a_o = 0.09542$$

$$F_v = 0.2 \cdot F_{as} \cdot a_o \cdot CM$$

ANEXO D
Modos de vibración de los bloques

15.4. Anexo D. Modos de vibración de los bloques

15.4.1. Modos de vibración del bloque 1

Figura 50

Modo fundamental en la dirección en X del edificio del bloque 1 (modo 1)

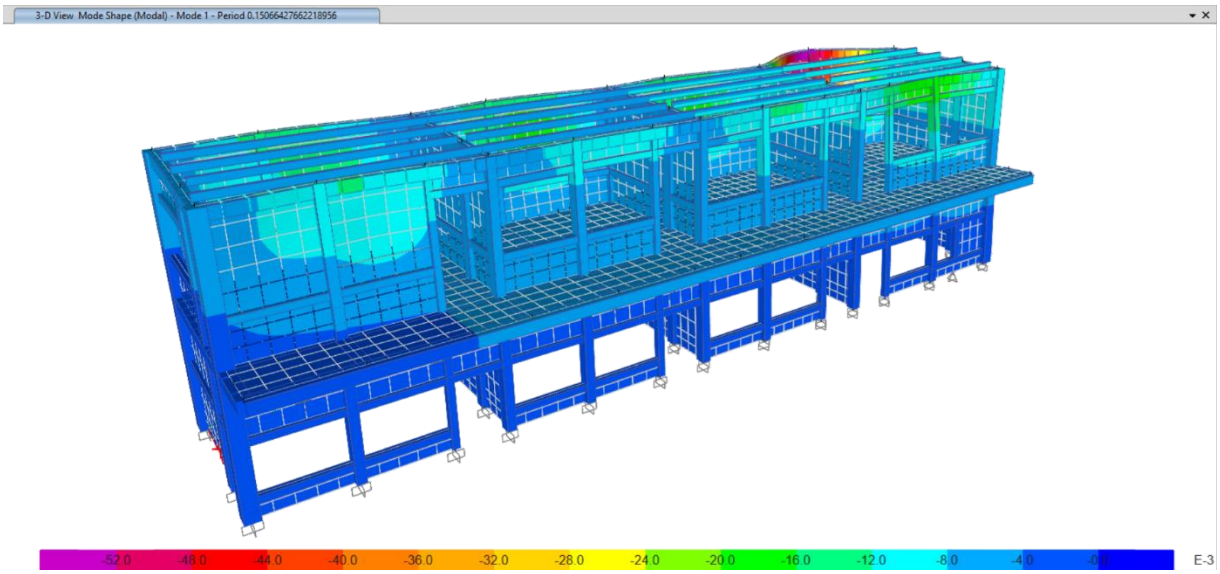
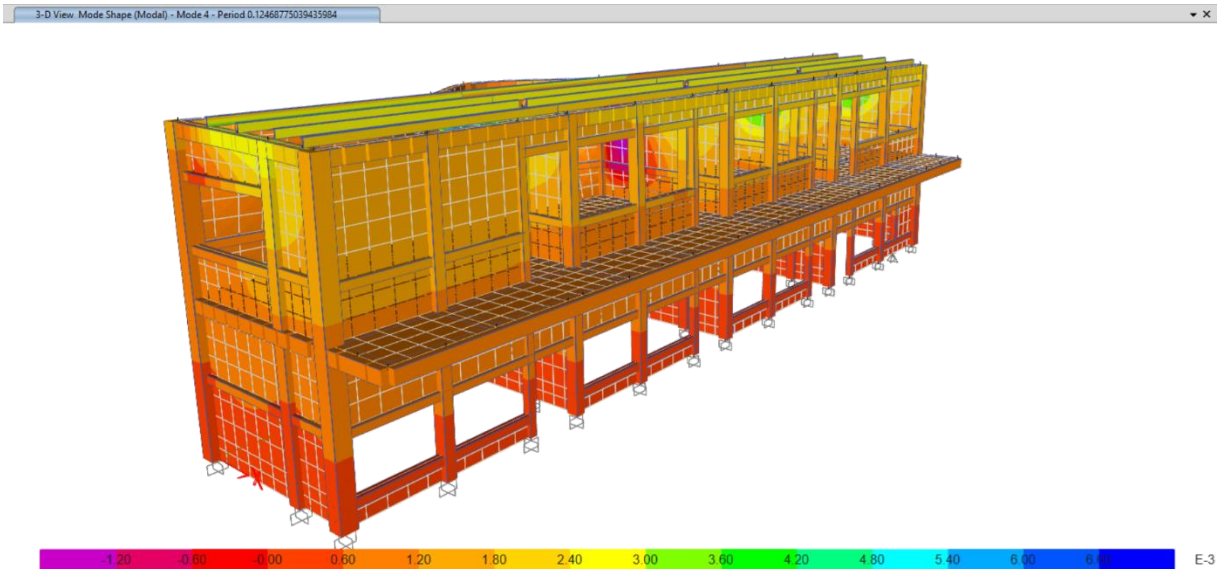


Figura 51

Modo fundamental en la dirección en Y del edificio del bloque 1 (modo 4)



15.4.2. Modos de vibración del bloque 2

Figura 52

Modo fundamental en la dirección en X del edificio del bloque 2 (modo 4)

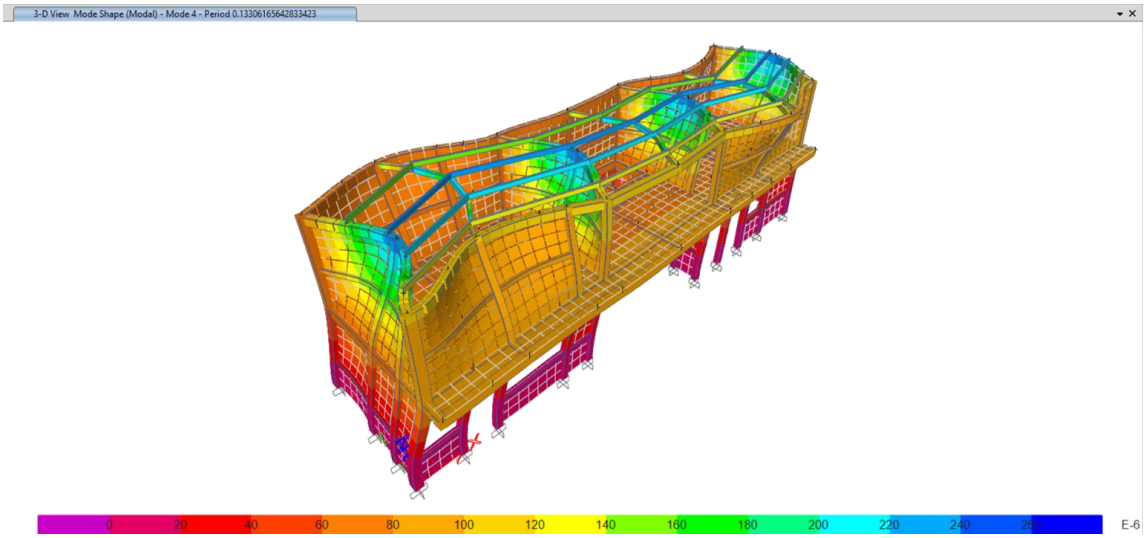
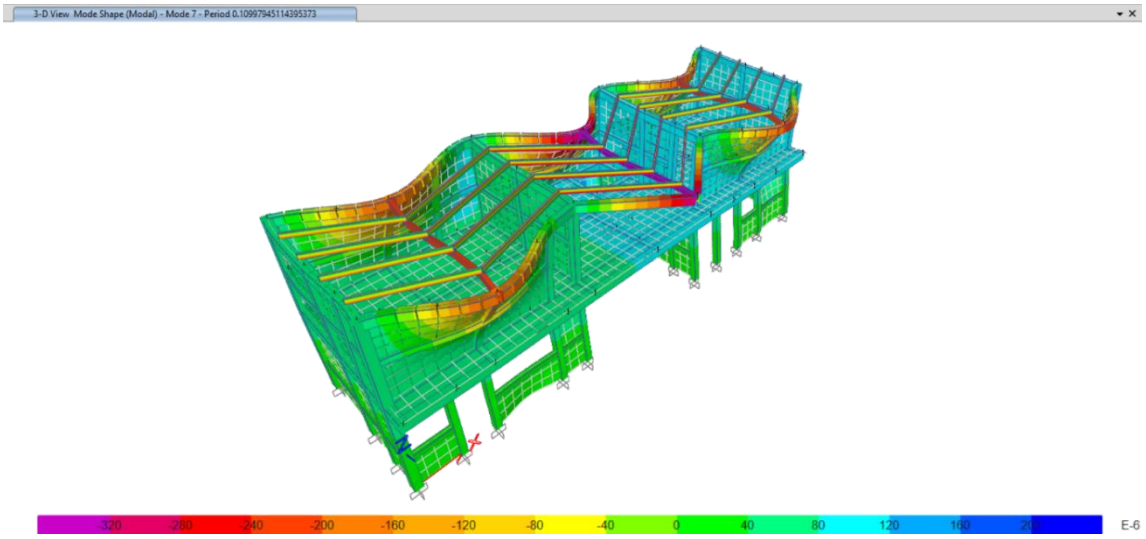


Figura 53

Modo fundamental en la dirección en Y del edificio del bloque 2 (modo 7)

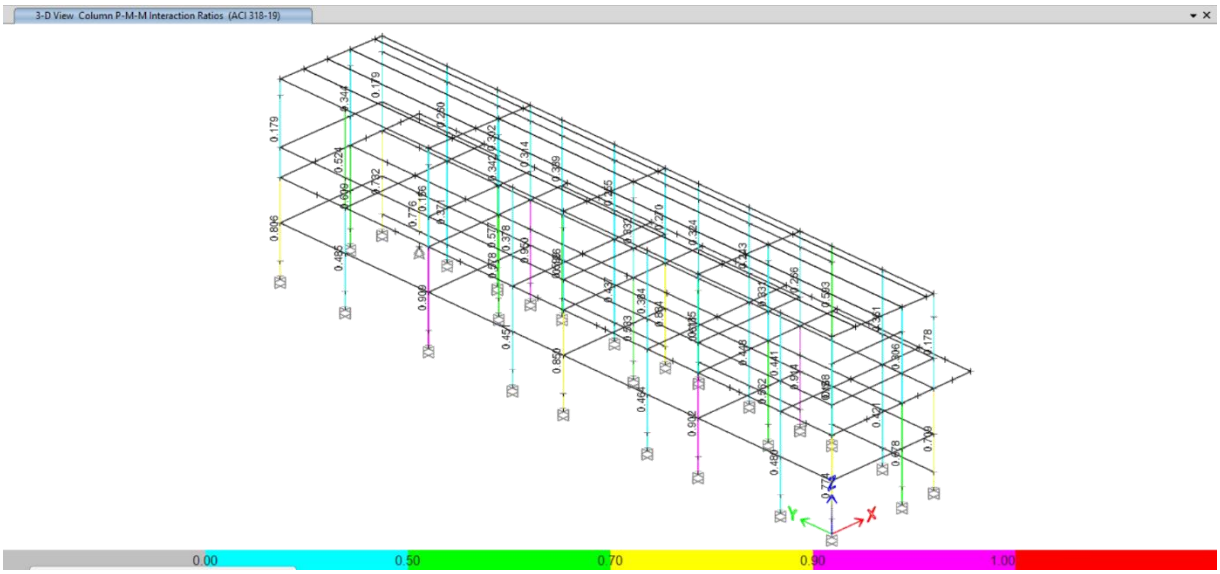


ANEXO E
Diseño de los elementos estructurales de concreto de los bloques 1 y 3

15.5. Anexo E. Diseño de los elementos estructurales de concreto de los bloques 1 y 3

Anexo E1

Vista 3D del diseño de los elementos de concreto reforzado

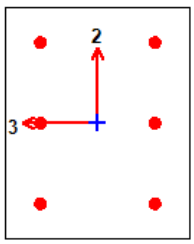


Anexo E2

15.5.1. Reporte de la sección C-1

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
N1: +3.00	C52	208	C-1 (20X25)	Cu7(4)=0.9CM-EV+(-SX+0.3SY)	0	300	1

Column Element Details (Part 2 of 2)

Type
Sway Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
20	25	3.782	1.23

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	2

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
-12011.59	37540.13	-158137.37	25512.61	27314.35	1.55	0.95

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm	β_{dns} Unitless	EI_{eff} kgf-cm²	P_c kgf
Major Bend(M3)	1	1	1	1	162	0.6	1650106472	620557.01
Minor Bend(M2)	1	1	1	1	162	0.6	1056068142	397156.48

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)

	Shear V_u kgf	Modified Shear V_u kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_v /s cm²/cm
Major, V_{u2}	2678.71	2678.71	1486.81	1191.9	0	0.0178
Minor, V_{u3}	416.44	416.44	1486.81	1398.55	0	0.0208

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)

$V_u / \phi V_n$ Unitless
1
0.144327

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Bloque cm²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N
Minor Shear, V_{u3}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N

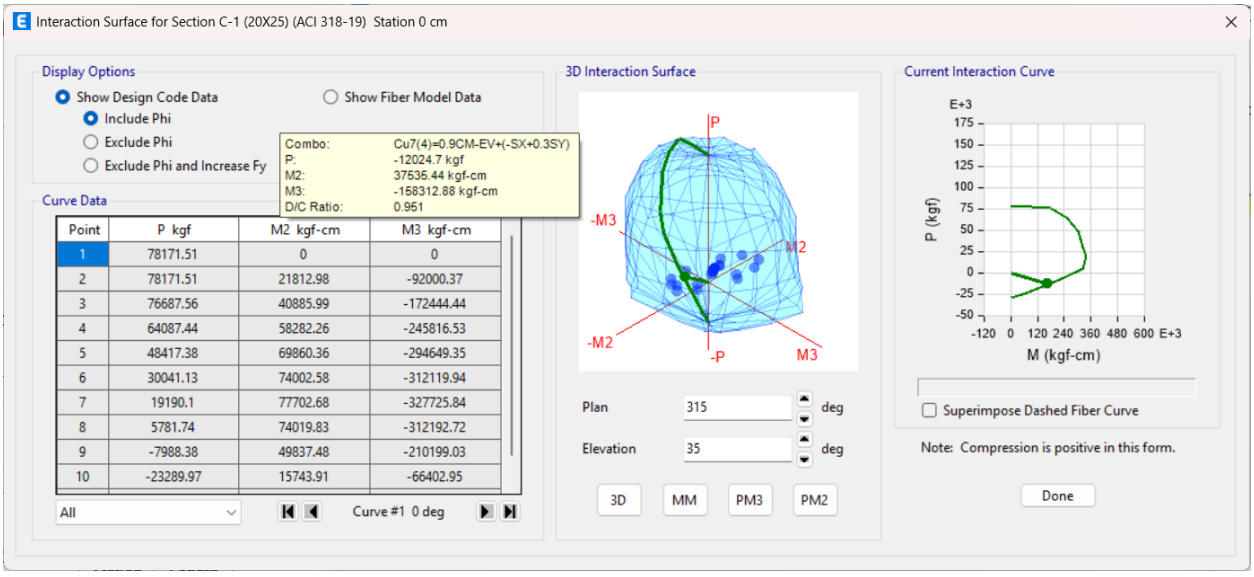
(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/N	N/N

Notes:
N/A: Not Applicable
N/C: Not Calculated
N/N: Not Needed

Anexo E3

Verificación por flexo compresión



Como se observa en los resultados, se cumple satisfactoriamente con la verificación por flexo compresión, confirmando que los estados de carga actuantes (combinación de esfuerzo axial y momento flector) se encuentran dentro del diagrama de interacción.

15.5.1.1 Revisión del acero de los estribos

Se propuso una cantidad de acero de: $\frac{0.633\ cm^2}{10\ cm} = 0.063\ \frac{cm^2}{cm}$

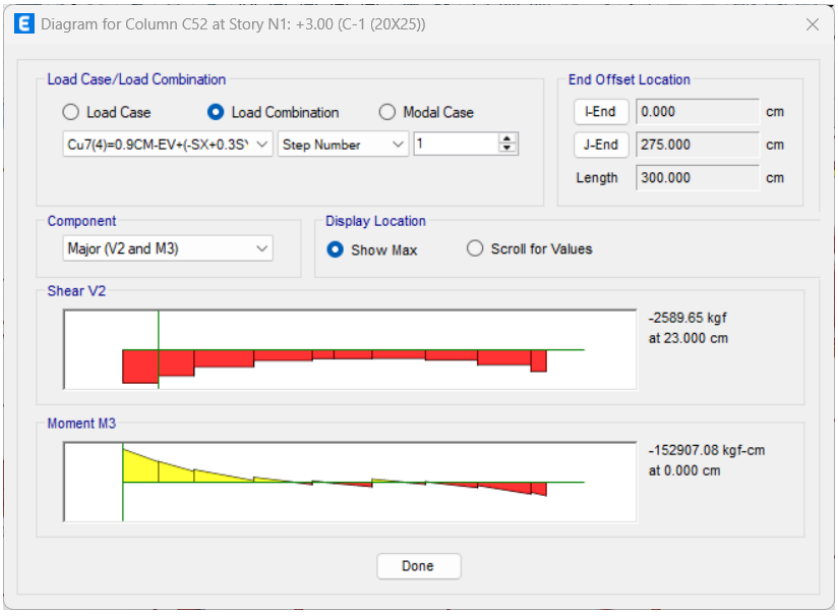
$0.0208\ \frac{cm^2}{cm} <\ 0.063\ \frac{cm^2}{cm}$. Por lo tanto, cumplimos con el acero de estribo propuesto

Debido a la activación de los requisitos de diseño sismorresistente, el programa ETABS determina la solicitación a cortante mediante el criterio de diseño por capacidad. Al evaluar el diagrama de fuerza cortante para la combinación crítica Cu(7), se obtiene una solicitación última actuante de $2{,}589.65\ kgf$ valor que resulta menor que la resistencia de diseño a cortante de la columna, equivalentea $2{,}678.71\ kgf$.

Por lo tanto, **cumplimos por resistencia.**

Anexo E4

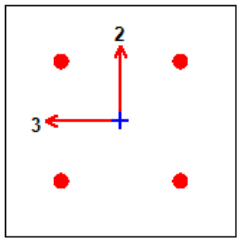
combinación crítica Cu(7)



15.5.2. Reporte de la sección C-2

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
N1: +3.00	C70	164	C-2 (15X15)	Cu7(8)=0.9CM-EV+(-0.3SX+SY)	0	116	1

Column Element Details (Part 2 of 2)

Type
Sway
Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
15	15	3.616	1.23

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	2

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
-2157.31	35545.92	-4258.52	4258.52	4258.52	1.26	0.776

Axial Force and Biaxial Moment Factors (Part 1 of 2)

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm	β_{dns} Unitless	EI_{eff} kgf-cm²
Major Bend(M3)	0.750772	1	1	1	116	0.6	267317248.52
Minor Bend(M2)	1	1	1	1	116	0.6	267317248.52

Axial Force and Biaxial Moment Factors (Part 2 of 2)

P_c kgf
196069.82
196069.82

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)

	Shear V_u kgf	Modified Shear V_u kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_v /s cm²/cm
Major, V_{u2}	15.89	15.89	934.28	474.57	0	0.0125
Minor, V_{u3}	964.46	964.46	934.28	474.57	0	0.0125

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)

$V_u / \phi V_n$ Unitless
0.01128
0.684573

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Bloque cm²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Bloque cm²	Shear Ratio Unitless
Minor Shear, V_{u3}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N

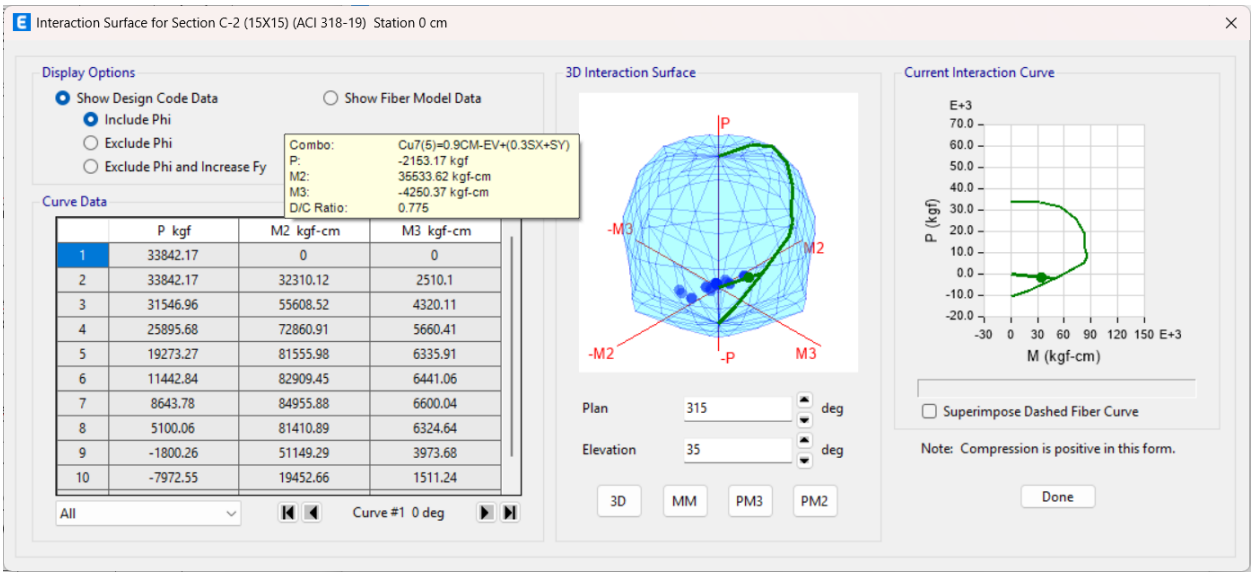
(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/N	N/N

Notes:
N/A: Not Applicable
N/C: Not Calculated
N/N: Not Needed

Anexo E5

Verificación por flexo compresión

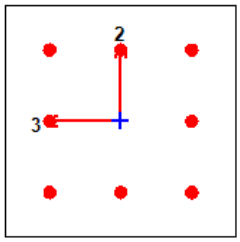


Como se observa en los resultados, se cumple satisfactoriamente con la verificación por flexo compresión, confirmando que los estados de carga actuantes (combinación de esfuerzo axial y momento flector) se encuentran dentro del diagrama de interacción.

15.5.3. Reporte de la sección C-3

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
N1: +3.00	C10	159	C-3 (30X30)	Cu7(2)=0.9CM-EV+(SX-0.3SY)	0	300	1

Column Element Details (Part 2 of 2)

Type
Sway
Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
30	30	5.748	2.73

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	2

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
-16912.22	-68768.15	360847.14	40995.22	40995.22	1.78	0.806

Axial Force and Biaxial Moment Factors (Part 1 of 2)

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm	β_{dns} Unitless	EI_{eff} kgf-cm²
Major Bend(M3)	1	1	1	1	162	0.6	4277075976
Minor Bend(M2)	1	1	1	1	162	0.6	4277075976

Axial Force and Biaxial Moment Factors (Part 2 of 2)

P_c kgf
1608483.76
1608483.76

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)

	Shear V_u kgf	Modified Shear V_u kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_v /s cm²/cm
Major, V_{u2}	4674.77	4674.77	3143.72	1918.18	0	0.025
Minor, V_{u3}	869.05	869.05	3143.72	1918.18	0	0.025

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)

$V_u / \phi V_n$ Unitless
0.923521
0.171684

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Bloque cm²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Bloque cm²	Shear Ratio Unitless
Minor Shear, V_{u3}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N

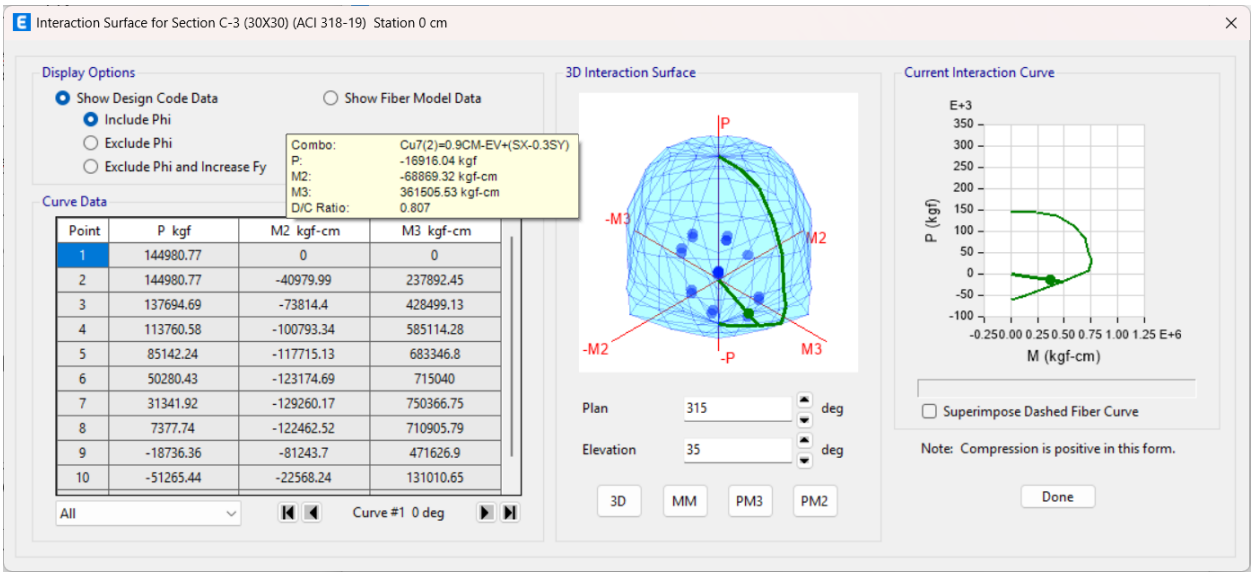
(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/N	N/N

Notes:
N/A: Not Applicable
N/C: Not Calculated
N/N: Not Needed

Anexo E6

Verificación por flexo compresión



Como se observa en los resultados, se cumple satisfactoriamente con la verificación por flexo compresión, confirmando que los estados de carga actuantes (combinación de esfuerzo axial y momento flector) se encuentran dentro del diagrama de interacción.

15.5.3.1 Revisión de separación del acero longitudinal, cuantía mínima y separación de estribos

Anexo E7

Revisión de separación del acero longitudinal, cuantía mínima y separación de estribos

$d_v := \frac{5}{8}\ in$ $d_e := \frac{2}{8}\ in$

$r_{libre} := 4\ cm$

$d_{agg} := \frac{3}{4}\ in$

$b := 30\ cm$

$h := 30\ cm$

$N_{v_total} := 8$ $N_{ramas} := 2$

$N_{v_lecho_inferior} := 3$

PARA LECHO INFERIOR

$s_{min} := \max\left(d_v, 1\ in, \frac{4}{3}\ d_{agg}\right) = 2.54\ cm$

$A_{sb} := b \cdot h = 900\ cm^2$

$\rho_{min} := 1\%$

$\rho_{max} := 8\%$

$A_v := \pi \cdot \left(\frac{d_v}{2}\right)^2 = 1.9793\ cm^2$

$A_{min} := \rho_{min} \cdot A_{sb} = 9\ cm^2$

$A_{max} := \rho_{max} \cdot A_{sb} = 72\ cm^2$

$C_v := A_v \cdot N_{v_total} = 15.8346\ cm^2$

$\rho_{pro} := \left(\frac{C_v}{A_{sb}} \cdot 100\right)\% = 0.0176$

$Ver := \mathbf{if}\left(\rho_{min} \le \rho_{pro} \le \rho_{max}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Ok”}$

$S_{v_inferior} := \frac{b - 2 \cdot r_{libre} - N_{v_lecho_inferior} \cdot d_v - d_e \cdot N_{ramas}}{2} = 7.9838\ cm$

$verf_{separacion} := \mathbf{if}\left(S_{v_inferior} \ge s_{min}, \text{“Cumple separacion”}, \text{“No cumple separacion”}\right)$

$verf_{separacion} = \text{“Cumple separacion”}$

PARA LA ALTURA DE LA SECCION

$N_{v_altura} := 3$

$N_{v_espacios_altura} := 2$

$S_{v_altura} := \frac{h - 2 \cdot r_{libre} - N_{v_altura} \cdot d_v - d_e \cdot N_{ramas}}{N_{v_espacios_altura}} = 7.9838\ cm$

$verf_{separacion} := \mathbf{if}\left(S_{v_altura} \ge s_{min}, \text{“Cumple separacion”}, \text{“No cumple separacion”}\right)$

$verf_{separacion} = \text{“Cumple separacion”}$

Separación de estribos

$S := 10\ cm$

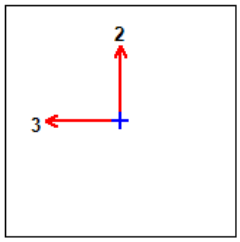
$S_{max} := min\left(16 \cdot d_e, 48\ d_e, min\left(b, h\right)\right) = 10.16\ cm$

$\mathbf{if}\left(S \le S_{max}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

15.5.4. Reporte de la sección VI-1

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Beam Section Design (Summary)



Beam Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc
N2: +5.88	B30	68	VI-1 (15X15)	Cu6(1)=1.2CM+EV+(SX+0.3SY)+CV+0.2Ccv	0

Beam Element Details (Part 2 of 2)

Length (cm)	LLRF	Type
121.007	1	Sway Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b_f (cm)	d_s (cm)	d_{ct} (cm)	d_{cb} (cm)
15	15	15	0	3.77	3.77

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment kgf-cm	Design P_u kgf	-Moment Rebar cm²	+Moment Rebar cm²	Minimum Rebar cm²	Required Rebar cm²
Top (+2 Axis)	0	-590.71	0	0	0	0
Bottom (-2 Axis)	10078.02	-590.71	0	0.34	0.46	0.46

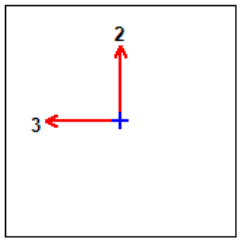
Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v /s cm²/cm
338.92	626.41	0	342.02	0

15.5.5. Reporte de la sección VE-1

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Beam Section Design (Summary)



Beam Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc
N1: +3.00	B53	31	VE-1 (25X25)	Cu6(4)=1.2CM+EV+(-SX-0.3SY)+CV+0.2Ccv	15

Beam Element Details (Part 2 of 2)

Length (cm)	LLRF	Type
267	1	Sway Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b_f (cm)	d_s (cm)	d_{ct} (cm)	d_{cb} (cm)
25	25	25	0	3.77	3.77

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment kgf-cm	Design P_u kgf	-Moment Rebar cm²	+Moment Rebar cm²	Minimum Rebar cm²	Required Rebar cm²
Top (+2 Axis)	-54578.8	0	0.68	0	0.91	0.91
Bottom (-2 Axis)	0	0	0	0	0	0

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v /s cm²/cm
1603.23	3540.05	0	570.32	0

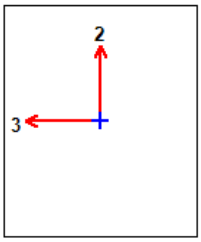
Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

T_u kgf-cm	$T_{u,Design}$ kgf-cm	ϕT_{th} kgf-cm	ϕT_{cr} kgf-cm	Rebar A_t /s cm²/cm	Rebar A_l cm²
10016.76	52108.63	13027.16	52108.63	0.0373	2.41

15.5.6. Reporte de la sección VE-2

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Beam Section Design (Summary)



Beam Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc
N1: +3.00	B26	29	VE-2 (25X30)	Cu6(6)=1.2CM+EV+(-0.3SX+SY)+CV+0.2Ccv	312

Beam Element Details (Part 2 of 2)

Length (cm)	LLRF	Type
322	1	Sway Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b_f (cm)	d_s (cm)	d_{ct} (cm)	d_{cb} (cm)
25	30	25	0	3.77	3.77

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment kgf-cm	Design P_u kgf	-Moment Rebar cm²	+Moment Rebar cm²	Minimum Rebar cm²	Required Rebar cm²
Top (+2 Axis)	-121872.98	0	1.24	0	1.66	1.66
Bottom (-2 Axis)	0	0	0	0	0	0

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v /s cm²/cm
1623.48	4373.79	0	722.44	0

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

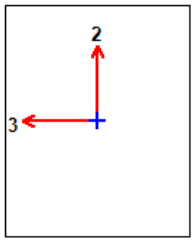
T_u kgf-cm	$T_{u,Design}$ kgf-cm	ϕT_{th} kgf-cm	ϕT_{cr} kgf-cm	Rebar A_t /s cm²/cm	Rebar A_l cm²
25842.27	25842.27	17053.73	68214.93	0.0141	2.9

Nota: Ya se colocó el ejemplo del cálculo del acero y del Ldh para la sección VE-1, por lo que no es necesario calcularlo para la sección VE-2.

15.5.7. Reporte de la sección VC-1

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Beam Section Design (Summary)



Beam Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc
TECHO METALICO	B75	257	VC-1 (20X25)	Cu6(3)=1.2CM+EV+(-SX+0.3SY)+CV+0.2Ccv	375.709

Beam Element Details (Part 2 of 2)

Length (cm)	LLRF	Type
388.186	1	Sway Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b_f (cm)	d_s (cm)	d_{ct} (cm)	d_{cb} (cm)
20	25	20	0	3.77	3.77

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment kgf-cm	Design P_u kgf	-Moment Rebar cm²	+Moment Rebar cm²	Minimum Rebar cm²	Required Rebar cm²
Top (+2 Axis)	-19816.85	-1609.44	0.5	0	0.66	0.66
Bottom (-2 Axis)	0	-1609.44	0	0	0	0

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v /s cm²/cm
508.51	1312.74	0	458.37	0

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

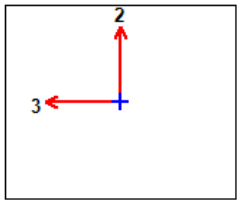
T_u kgf-cm	$T_{u,Design}$ kgf-cm	ϕT_{th} kgf-cm	ϕT_{cr} kgf-cm	Rebar A_t /s cm²/cm	Rebar A_l cm²
337.59	337.59	8384.32	33537.29	0	0

Nota: Ya se colocó el ejemplo del cálculo del acero y del Ldh para la sección VE-1, por lo que no es necesario calcularlo para la sección VE-2.

15.5.8. Reporte de la sección VA-1

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Beam Section Design (Summary)



Beam Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc
NPT	B101	269	VA-1 (30X25)	Cu6(4)=1.2CM+EV+(-SX-0.3SY)+CV+0.2Ccv	254.5

Beam Element Details (Part 2 of 2)

Length (cm)	LLRF	Type
267	1	Sway Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b_f (cm)	d_s (cm)	d_{ct} (cm)	d_{cb} (cm)
30	25	30	0	5	7.5

Material Properties

E_c (kgf/cm²)	f'_c (kgf/cm²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm²)	f_{ys} (kgf/cm²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment kgf-cm	Design P_u kgf	-Moment Rebar cm²	+Moment Rebar cm²	Minimum Rebar cm²	Required Rebar cm²
Top (+2 Axis)	0	-17841.01	0	0	0	0
Bottom (-2 Axis)	254974.6	-17841.01	0	7.31	1.75	7.31

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v /s cm²/cm
4245.86	3501.7	754.93	3152.23	0.0136

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

T_u kgf-cm	$T_{u,Design}$ kgf-cm	ϕT_{th} kgf-cm	ϕT_{cr} kgf-cm	Rebar A_t /s cm²/cm	Rebar A_l cm²
10393.9	10393.9	0	0	0.0057	3.02

Nota: Ya se colocó el ejemplo del cálculo del acero y del Ldh para la sección VE-1, por lo que no es necesario calcularlo para la sección VE-2.

15.5.8.1 Diseño manual de la sección VE-1

Anexo E8

Diseño manual de la sección VE-1

- Datos de entrada

$F_Y := 60\ ksi$ - *Esfuerzo de fluencia acero*

$\gamma_s := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$ - *Peso específico concreto*

$F'c := 4000\ psi$ - *Esfuerzo a compresión del concreto*

$E_s := 29000\ ksi$ - *Modulo de elasticidad del acero*

$\lambda := 1$ - *Concreto de peso normal*

AVNP := En voladizo - *Altura minima de vigas no preesforzadas (9.3.1.1)*

- Datos geometricos de la seccion

$b := 25\ cm$ - *Base de sección*

$r_{libre} := 2.5\ cm$ - *Rec. libre*

$h := 25\ cm$ - *Altura de sección*

$d_e := \frac{2}{8}\ in$ - *Diametro del estribo*

$l := 1.40\ m$ - *Longitud de la viga*

$d_{agg} := \frac{3}{4}\ in$ - *Diametro del agregado grueso*

$\text{if}\left(h \geq rev_{alturamin}, \text{"Altura ok"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Altura ok"}$ - *Revision de altura minima*

$h_{min} := H_{minima_{AVNP}} = 17.5\ cm$ - *Altura minima de la sección*

- Factores de minoracion requeridos por la norma ACI 318

$\phi_c := 0.75$ - *Factor de minoración de resistencia a cortante*

$\phi_b := 0.9$ - *Factor de minoración de resistencia a la flexión*

$\phi := 0.65$ - *Factor de minoración de resistencia a la compresión*

- Solicitaciones actuantes en la viga

M_{u_top}	M_{u_bottom}	N_u	V_{ux}	V_{uy}	T_u
$(kgf \cdot m)$	$(kgf \cdot m)$	(kgf)	(kgf)	(kgf)	$(kgf \cdot m)$
863.25	0	0	897.34	0	100.17

- Diseño a flexión en BOTTOM - ACI 318-19 sección 22.3

$\#_{varillas_bottom} := 2$ - *Numero de varillas Bottom* $d_{v_bottom} := \frac{4}{8}\ in$ - *Diametro de la varilla*

$A_v := \pi \cdot \left(\frac{d_{v_bottom}}{2}\right)^2 = 1.267\ cm^2$ - *Area de la varilla*

$A_{prop} := A_v \cdot \#_{varillas_bottom} = 2.534\ cm^2$ - *Acero propuesto*

$d := h - r_{libre} - d_e - \frac{d_{v_bottom}}{2} = 21.23\ cm$ - *Peralte efectivo*

$\rho_{prop} := \frac{A_{prop}}{b \cdot d} = 0.005$ - *Cuantia propuesta*

$A_{min} := \max\left(3 \cdot \frac{\sqrt{\frac{F'c}{psi}}}{\frac{F_Y}{psi}} \cdot b \cdot d, \frac{200}{\frac{F_Y}{psi}} \cdot b \cdot d\right) = 1.769\ cm^2$ - *Area de acero minima*

$\rho_{min} := \max\left(3 \cdot \frac{\sqrt{\frac{F'c}{psi}}}{\frac{F_Y}{psi}}, \frac{200}{\frac{F_Y}{psi}}\right) = 0.003$ - *Cuantia minima*

$R_n := \frac{M_{u_bottom}}{\phi_b \cdot b \cdot d^2} = 0\ \frac{tonnef}{m^2}$ - *Esfuerzo nominal Rn*

$\rho_{req} := 0.85 \cdot \frac{F'c}{F_Y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot F'c}}\right) = 0$ - *Cuantía de acero por flexion*

$A_{req} := \rho_{req} \cdot b \cdot d = 0\ cm^2$ - *Acero requerido*

$$\text{Revision_cuantia_minima} := \begin{cases} \text{if } A_{prop} \geq A_{min} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"NO CUMPLE"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

- Si la revision de la cuantia minima y la requerida cumplen, puede procedir con la revision.

$$\text{Revision_cuantia_requerida} := \begin{cases} \text{if } A_{prop} \geq A_{req} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"NO CUMPLE"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } F'c \leq 28\ \textbf{MPa} \\ \quad 0.85 \\ \text{else if } 28\ \textbf{MPa} < F'c < 55\ \textbf{MPa} \\ \quad 0.85 - \dfrac{0.05 \cdot (F'c - 28\ \textbf{MPa})}{7\ \textbf{MPa}} \\ \text{else} \\ \quad 0.65 \end{cases} = 0.85$$

- Factor beta según la resistencia a la compresión del concreto.

$$a := \frac{A_{prop} \cdot F_Y}{0.85 \cdot F'c \cdot b} = 1.788\ \textbf{cm}$$

- Altura del bloque de compresión

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 2.104\ \textbf{cm}$$

- Profundidad del eje neutro

$$\varepsilon_{ty} := \frac{F_Y}{E_s} = 0.00207$$

$$\varepsilon_{st} := 0.003 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) = 0.02727$$

$$\varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.00507$$

$$\rho_{max} := \left(\frac{0.003}{\varepsilon_{ty} + 0.006}\right) \cdot \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{F'c}{F_Y} = 0.018$$

- Cuantia maxima

$$\text{rev}_{cuanmax} := \text{if}\left(\rho_{prop} > \rho_{max}, \text{"Excede cuantia maxima"}, \text{"Ok"}\right) = \text{"Ok"}$$

$A_{max} := \rho_{max} \cdot b \cdot d = 9.505\ cm^2$ - *Area de acero maxima*

$$\rho_{matriz} := \begin{bmatrix} \rho_{req} \\ \rho_{prop} \\ \rho_{min} \\ \rho_{max} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.00477 \\ 0.00333 \\ 0.01791 \end{bmatrix} \qquad A_{matriz} := \begin{bmatrix} A_{req} \\ A_{prop} \\ A_{min} \\ A_{max} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 2.534 \\ 1.769 \\ 9.505 \end{bmatrix} cm^2$$

$$\begin{array}{l} \text{if } |N_u| \le 0.10 \cdot b \cdot d \cdot F'c \\ \quad \text{"Ok"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"La viga se comporta como columna"} \end{array} = \text{"Ok"}$$

- *Limite de la deformacion unitaria del refuerzo en vigas no preesforzadas*

$$r_{cuantia} := \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} \\ \quad \text{"Controla la compresión"} \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_{st} \wedge \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \text{"Transición"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Controla la tracción"} \end{array} = \text{"Controla la tracción"}$$

$$\phi_b := \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} \\ \quad 0.65 \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_{st} \wedge \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad 0.65 + 0.25 \cdot \dfrac{(\varepsilon_{st} - \varepsilon_{ty})}{0.003} \\ \text{else} \\ \quad 0.9 \end{array} = 0.9$$

- *Comprobación del factor de minoración asumido*

$\phi M_n := \phi_b \cdot A_{prop} \cdot F_Y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2\ tonnef \cdot m$ - *Capacidad de diseño a la flexión*

$DC := \frac{M_{u_bottom}}{\phi M_n} = 0\%$ - *Relación demanda/capacidad*

- Diseño a la flexión en TOP - ACI 318-19 sección 22.3

$\#_{varillas_top} := 2$ - *Numero de varillas Bottom* $d_{v_top} := \frac{4}{8}\ in$ - *Diametro de la varilla*

$A_v := \pi \cdot \left(\frac{d_{v_top}}{2}\right)^2 = 1.267\ cm^2$ - *Area de la varilla*

$A_{prop} := A_v \cdot \#_{varillas_top} = 2.534\ cm^2$ - *Acero propuesto*

$d := h - r_{libre} - d_e - \frac{d_{v_top}}{2} = 21.23\ cm$ - *Peralte efectivo*

$\rho_{prop} := \frac{A_{prop}}{b \cdot d} = 0.005$ - *Cuantia propuesta*

$A_{min} := \max\left(3 \cdot \frac{\sqrt{\frac{F'c}{psi}}}{\frac{F_Y}{psi}} \cdot b \cdot d, \frac{200}{\frac{F_Y}{psi}} \cdot b \cdot d\right) = 1.769\ cm^2$ - *Area de acero minima*

$\rho_{min} := \max\left(3 \cdot \frac{\sqrt{\frac{F'c}{psi}}}{\frac{F_Y}{psi}}, \frac{200}{\frac{F_Y}{psi}}\right) = 0.003$ - *Cuantia minima*

$R_n := \frac{M_{u_top}}{\phi_b \cdot b \cdot d^2} = 85.124\ \frac{tonnef}{m^2}$ - *Esfuerzo nominal Rn*

$\rho_{req} := 0.85 \cdot \frac{F'c}{F_Y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot F'c}}\right) = 0.0021$ - *Cuantía de acero por flexion*

$A_{req} := \rho_{req} \cdot b \cdot d = 1.09\ cm^2$ - *Acero requerido*

$$Revision_cuantia_minima := \begin{cases} \text{if } A_{prop} \geq A_{min} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"NO CUMPLE"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

- Si la revision de la cuantia minima y la requerida cumplen, puede procedir con la revision.

$$Revision_cuantia_requerida := \begin{cases} \text{if } A_{prop} \geq A_{req} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"NO CUMPLE"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } F'c \leq 28\ \textit{MPa} \\ \quad 0.85 \\ \text{else if } 28\ \textit{MPa} < F'c < 55\ \textit{MPa} \\ \quad 0.85 - \frac{0.05 \cdot (F'c - 28\ \textit{MPa})}{7\ \textit{MPa}} \\ \text{else} \\ \quad 0.65 \end{cases} = 0.85$$

- Factor beta según la resistencia a la compresión del concreto.

$$a := \frac{A_{prop} \cdot F_Y}{0.85 \cdot F'c \cdot b} = 1.788\ \textit{cm}$$

- Altura del bloque de compresión

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 2.104\ \textit{cm}$$

- Profundidad del eje neutro

$$\varepsilon_{ty} := \frac{F_Y}{E_s} = 0.00207$$

$$\varepsilon_{st} := 0.003 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0.02727$$

$$\varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.00507$$

$$\rho_{max} := \left(\frac{0.003}{\varepsilon_{ty} + 0.006} \right) \cdot \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{F'c}{F_Y} = 0.018$$

- Cuantia maxima

$$rev_{cuanmax} := \text{if}\left(\rho_{prop} > \rho_{max}, \text{"Excede cuantia maxima"}, \text{"Ok"}\right) = \text{"Ok"}$$

$A_{max} := \rho_{max} \cdot b \cdot d = 9.505\ cm^2$ - *Area de acero maxima*

$$\rho_{matriz} := \begin{bmatrix} \rho_{req} \\ \rho_{prop} \\ \rho_{min} \\ \rho_{max} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.002 \\ 0.005 \\ 0.003 \\ 0.018 \end{bmatrix} \qquad A_{matriz} := \begin{bmatrix} A_{req} \\ A_{prop} \\ A_{min} \\ A_{max} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.091 \\ 2.534 \\ 1.769 \\ 9.505 \end{bmatrix} cm^2$$

$$\begin{bmatrix} \text{if } |N_u| \le 0.10 \cdot b \cdot d \cdot F'c \\ \quad \text{"Ok"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"La viga se comporta como columna"} \end{bmatrix} = \text{"Ok"}$$

- Limite de la deformacion unitaria del refuerzo en vigas no preesforzadas

$$r_{cuantia} := \begin{bmatrix} \text{if } \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} \\ \quad \text{"Controla la compresión"} \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_{st} \wedge \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \text{"Transición"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Controla la tracción"} \end{bmatrix} = \text{"Controla la tracción"}$$

$$\phi_b := \begin{bmatrix} \text{if } \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} \\ \quad 0.65 \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_{st} \wedge \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad 0.65 + 0.25 \cdot \dfrac{(\varepsilon_{st} - \varepsilon_{ty})}{0.003} \\ \text{else} \\ \quad 0.9 \end{bmatrix} = 0.9$$

- Comprobación del factor de minoración asumido

$\phi M_n := \phi_b \cdot A_{prop} \cdot F_Y \cdot \left(d - \dfrac{a}{2}\right) = 2\ tonnef \cdot m$ - *Capacidad de diseño a la flexión*

$DC := \dfrac{M_{u_top}}{\phi M_n} = 44.13\%$ - *Relación demanda/capacidad*

- Diseño por cortante en la dirección X – ACI 318-19 sección 9.6.3

$\phi_c = 0.75$ *- Factor de minoración a cortante*

$d = 21.23\ cm$ *- Peralte efectivo*

$F'c = 4000\ psi$ *- Esfuerzo a compresión del concreto*

$A_{est} := n \cdot \left(\frac{d_e}{2}\right)^2$ *- Area del estribo*

$F_{yt} := 60\ ksi$ *- Esfuerzo de fluencia minimo del estribo*

$A_g := b \cdot d$ *- Area gruesa*

$S := 10\ cm$ *- Separación propuesta de estribo*

$d_e = 0.25\ in$ *- Diámetro de estribo propuesto*

$N_r := 2$ *- Numero de rama*

$A_{est_total} := A_{est} \cdot N_r = 0.633\ cm^2$ *- Acero total del estribo*

$E_c := 57000 \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} = 3604.997\ ksi$ *- Modulo de elasticidad del concreto*

$V_{ux} = 897.34\ kgf$ *Cortante último dirección X*

$$A_{min_c} := \begin{cases} \dfrac{\max\left(0.75 \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot \dfrac{b \cdot S}{F_Y}, 50 \cdot \dfrac{b \cdot S}{F_Y} \cdot psi\right)}{cm} & \text{if } V_{ux} > \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b \cdot d \\ 0 \cdot \dfrac{cm^2}{cm} & \text{else} \end{cases}$$

- Acero minimo transversal para cortante 9.6.3.4

$A_{min_c} = 0\ \frac{cm^2}{cm}$ *- Acero minimo transversal para cortante 9.6.3.4*

$$Ver_acero_min := \text{if}\left(\frac{A_{est_total}}{S} \geq A_{min_c}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple, revisar”}\right)$$

$Ver_acero_min = \text{“Cumple”}$ *- Se debe de cumplir el chequeo del acero minimo para poder continuar con el diseño.*

$N_{u_min} := min\left(\frac{N_u}{6 \cdot A_g}, 0.05 \cdot F'c\right) = 0\ \frac{kgf}{m^2}$ *- Esfuerzo axial minimo 22.5.5.1.2*

$\lambda_s := min\left(\sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10\ in}}}, 1\right) = 1$ *- Efecto de tamaño 22.5.5.1.3*

$$V_{c1} := b \cdot d \cdot \left(2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} + N_{u_min}\right) = 4.72\ tonnef$$

$$V_{c2} := \left(8 \cdot \lambda \cdot (\rho_{prop})^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} + N_{u_min}\right) \cdot b \cdot d = 3.179\ tonnef$$

$$V_{c3} := \left(8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot (\rho_{prop})^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} + N_{u_min}\right) \cdot b \cdot d = 3.179\ tonnef$$

$$V_c := \text{if}\left(\frac{A_{est_total}}{S} \geq A_{min_c}, min\left(V_{c1}, V_{c2}\right), V_{c3}\right) = 3.179\ tonnef$$

$$V_c := \text{if}\left(0 \leq V_c \leq 5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b \cdot d, V_c, 5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b \cdot d\right) = 3.179\ tonnef$$

$V_c = 3.179\ tonnef$ - *Cortante resistente del concreto 22.5.5.1*

$V_{us} := \max\left(V_{ux} - \phi_c \cdot V_c, 0\ tonnef\right) = 0\ tonnef$ - *Cantidad de corte que debe resistir los estribos*

$$A_{v_est} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{ux} - \phi_c \cdot V_c \leq 0 \\ \quad \left\| 0\ \frac{cm^2}{cm} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \frac{V_{ux} - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c \cdot F_Y \cdot d} \right. \end{array} \right. = 0\ \frac{cm^2}{cm}$$

$A_v/s := \max\left(A_{v_est}, A_{min_c}\right) = 0\ \frac{cm^2}{cm}$ - *Area de acero por longitud minimo para refuerzo a corte.*

$V_{s1} := \left(A_v/s\right) \cdot F_{yt} \cdot d = 0\ tonnef$

$V_{smax} := 8 \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b \cdot d = 18.88\ tonnef$ - *Capacidad a corte maxima que pueden aportar los estribos. 22.5.1.2*

$V_s := min\left(V_{s1}, V_{smax}\right) = 0\ tonnef$ - *Capacidad a corte del refuerzo transversal minimo requerido. 22.5.8.5.3*

$\phi V_{nx} := \phi_c \cdot \left(V_s + V_c\right) = 2.384\ tonnef$ - *Capacidad nominal a corte.*

$DC_{cortex} := \frac{V_{ux}}{\phi V_{nx}} = 0.376$ - *Demanda/capacidad de cortante en direccón Y.*

- Separacion minima de barras longitudinales y transversales según el ACI 318-19 sección 9.7.6.2.2

$N_{v_espacios_base} := 1$ *- Espacios entre varillas longitudinales.*

$s_{min} := \max\left(d_{v_bottom}, \frac{4}{3} d_{agg}, 1\ in\right) = 2.54\ cm$ *- Separación mínima del acero de refuerzo longitudinal.*

$s_{max} := min\left(2 \cdot h, 18\ in\right) = 45.72\ cm$ *- Separación máxima del acero de refuerzo longitudinal.*

$$r_{srev} := \text{if}\left(s_{min} \le \frac{b - 2 \cdot r_{libre} - \#_{varillas_bottom} \cdot d_{v_bottom}}{N_{v_espacios_base}} \le s_{max}, \text{"Cumple separación"}, \text{"No cumple separación"}\right)$$

$r_{srev} = \text{"Cumple separación"}$ *-Verificacion de separacion longitudinal minima y maxima de las barras.*

$$S_{max_largo} := \begin{cases} \text{if } V_s \le 4 \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b \cdot d \\ \quad min\left(\frac{d}{2}, 24\ in\right) \\ \text{else} \\ \quad min\left(\frac{d}{4}, 12\ in\right) \end{cases} = 10.615\ cm$$

- Espaciamiento maximo transversal a lo largo de la longitud 9.7.6.2.2

$Verf_esp_largo := \text{if}\left(S \le S_{max_largo}, \text{"OK"}, \text{"DISMINUIR ESPACIAMIENTO"}\right)$

$Verf_esp_largo = \text{"OK"}$ *-Verificacion de separacion transversa maxima de las barras a lo largo de la longitud.*

$$S_{max_ancho} := \begin{cases} \text{if } V_s \le 4 \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b \cdot d \\ \quad min\left(d, 24\ in\right) \\ \text{else} \\ \quad min\left(\frac{d}{2}, 12\ in\right) \end{cases} = 21.23\ cm$$

- Espaciamiento maximo transversal através del ancho 9.7.6.2.2

$Ver_esp_ancho := \text{if}\left(S \le S_{max_ancho}, \text{"OK"}, \text{"DISMINUIR ESPACIAMIENTO"}\right)$

$Ver_esp_ancho = \text{"OK"}$

- Diseño por cortante en la dirección Y - ACI 318-19 sección 9.6.3

$b_1 := h = 25\ cm$ - *Base en la dirección Y* $h_1 := b = 25\ cm$ - *Altura en la dirección ortogonal*

$d_v := d_{v_bottom} = 0.5\ in$ - *Diametro de la varilla*

$d_1 := h_1 - r_{libre} - d_e - d_v = 20.595\ cm$ - *Peralte efectivo*

$A_g := b_1 \cdot d_1 = 514.875\ cm^2$ - *Area gruesa* $V_{uy} = 0\ kgf$ - *Cortante último dirección Y*

$$A_{min_c} := \begin{cases} \dfrac{\max\left(0.75 \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot \dfrac{b_1 \cdot S}{F_Y}, 50 \cdot \dfrac{b_1 \cdot S}{F_Y} \cdot psi\right)}{cm} & \text{if } V_{uy} > \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b_1 \cdot d_1 \\ 0 \cdot \dfrac{cm^2}{cm} & \text{else} \end{cases}$$

- *Acero minimo transversal para cortante 9.6.3.4*

$A_{min_c} = 0\ \frac{cm^2}{cm}$ - *Acero minimo transversal para cortante 9.6.3.4*

$Ver_acero_min := \text{if}\left(\frac{A_{est_total}}{S} \geq A_{min_c}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple, revisar”}\right)$

$Ver_acero_min = \text{“Cumple”}$ - *Se debe de cumplir el chequeo del acero minimo para poder continuar con el diseño.*

$N_{u_min} := min\left(\frac{N_u}{6 \cdot A_g}, 0.05 \cdot F'c\right) = 0\ \frac{kgf}{m^2}$ - *Esfuerzo axial minimo 22.5.5.1.2*

$\lambda_s := min\left(\sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d_1}{10\ in}}}, 1\right) = 1$ - *Efecto de tamaño 22.5.5.1.3*

$V_{c1} := b_1 \cdot d_1 \cdot \left(2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} + N_{u_min}\right) = 4.579\ tonnef$

$$V_{c2} := \left(8 \cdot \lambda \cdot (\rho_{prop})^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} + N_{u_min}\right) \cdot b_1 \cdot d_1 = 3.084 \ tonnef$$

$$V_{c3} := \left(8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot (\rho_{prop})^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} + N_{u_min}\right) \cdot b_1 \cdot d_1 = 3.084 \ tonnef$$

$$V_c := if\left(\frac{A_{est_total}}{S} \geq A_{min_c}, min(V_{c1}, V_{c2}), V_{c3}\right) = 3.084 \ tonnef$$

$$V_{c1} := if\left(0 \leq V_c \leq 5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b_1 \cdot d_1, V_c, 5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b_1 \cdot d_1\right) = 3.084 \ tonnef$$

$V_{c1} = 3.084 \ tonnef$ *- Cortante resistente del concreto 22.5.5.1*

$V_{us} := \max(V_{uy} - \phi_c \cdot V_c, 0 \ tonnef) = 0 \ tonnef$ *- Cantidad de corte que debe resistir los estribos*

$$A_{v_est} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{uy} - \phi_c \cdot V_c \leq 0 \\ \quad \left\| 0 \ \frac{cm^2}{cm} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \frac{V_{uy} - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c \cdot F_Y \cdot d} \right. \end{array} \right. = 0 \ \frac{cm^2}{cm}$$

$A_v/s := \max(A_{v_est}, A_{min_c}) = 0 \ \frac{cm^2}{cm}$ *- Area de acero por longitud minimo para refuerzo a corte.*

$V_{s1} := (A_v/s) \cdot F_{yt} \cdot d_1 = 0 \ tonnef$

$V_{smax} := 8 \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot b_1 \cdot d_1 = 18.316 \ tonnef$ *- Capacidad a corte maxima que pueden aportar los estribos. 22.5.1.2*

$V_{s1} := min(V_{s1}, V_{smax}) = 0 \ tonnef$ *- Capacidad a corte del refuerzo transversal minimo requerido. 22.5.8.5.3*

$\phi V_{ny} := \phi_c \cdot (V_{s1} + V_{c1}) = 2.313 \ tonnef$ *- Capacidad nominal a corte.*

$DC_{cortey} := \frac{V_{uy}}{\phi V_{ny}} = 0$ *- Demanda/capacidad de cortante en direccón Y.*

- Cálculo de la interacción de fuerzas cortantes biaxiales - ACI 318-19 sección 22.5.1.10

$DC_{cortex} = 0.376$ *- Demanda/capacidad de cortante en direccón X 22.5.1.10a.*

$DC_{cortey} = 0$ *- Demanda/capacidad de cortante en direccón Y 22.5.1.10b.*

$Ver_{dx} := if\left(DC_{cortex} \le 0.5, \text{"Ok"}, \text{"Debe cumplir con 22.5.1.11"}\right)$

$Ver_{dx} = \text{"Ok"}$

$Ver_{dy} := if\left(DC_{cortey} \le 0.5, \text{"Ok"}, \text{"Debe cumplir con 22.5.1.11"}\right)$

$Ver_{dy} = \text{"Ok"}$

$$Ver_{dx_dy} := \begin{cases} \text{"Cumple interacción de cortante biaxial"} & \text{if } DC_{cortex} + DC_{cortey} \le 1.5 \\ \text{"No cumple interacción de cortante biaxial"} & \text{else} \end{cases}$$

$Ver_{dx_dy} = \text{"Cumple interacción de cortante biaxial"}$

10. Revisión por torsión (ACI 318 - sección 22.7)

$x_o := b$ - *Área encerrada por el perímetro exterior de la sección de hormigón*

$y_o := h$ - *Perímetro del área bruta del hormigón*

$\theta := 45\ deg$ - *Grado de los estribos*

$d_v := \frac{4}{8}\ in$ - *Diametro del acero para torsion*

$f_{yt} := 60\ ksi$ - *Fluencia del acero de piel*

$A_{cp} := x_o \cdot y_o = 96.875\ in^2$ - *Área bruta de la sección*

$P_{cp} := 2 \cdot (x_o + y_o) = 39.37\ in$ - *Perímetro de la sección*

$\phi T_{cr} := \phi_c \cdot 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{F'c \cdot psi} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) = 521.086\ kgf \cdot m$ - *Torsion de fisuracion*

$T_a := \frac{\phi T_{cr}}{4} = 130.272\ kgf \cdot m$ - *Torsión admisible sin usar refuerzo torsional*

$rev_{torsion} := if(T_u \geq T_a, \text{"Necesita refuerzo"}, \text{"No necesita refuerzo"})$

$rev_{torsion} = \text{"No necesita refuerzo"}$

$x_1 := b - 2\ r_{libre} = 20\ cm$ - *Distancia a la cara del estribo*

$y_1 := h - 2\ r_{libre} - d_e = 19.365\ cm$ - *Distancia al centro del estribo*

$A_{0h} := x_1 \cdot y_1 = 387.3\ cm^2$ - *Área encerrada por la línea central del refuerzo transversal torsional cerrado más externo*

$A_o := 0.85\ A_{0h} = 329.205\ cm^2$ - *Área encerrada por corte*

$P_h := 2\ (x_1 + y_1) = 78.73\ cm$ - *Perímetro de la línea central del aro*

$A_{v_torsion} := n \cdot \left(\frac{d_v}{2}\right)^2 = 1.267\ cm^2$

$$rev_{torsion2} := \text{if}\left(\sqrt{\left(\frac{\max(V_{ux}, V_{uy})}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1.7\ A_{0h}{}^2}\right)^2} \le \phi_c \cdot \left(\frac{V_c}{b \cdot d}\right) + 8 \cdot \sqrt{F'c \cdot psi},\ \text{"La sección es adecuada"},\ \text{"La sección no es adecuada"}\right)$$

$rev_{torsion2} = \text{"La sección es adecuada"}$ - *Chequeo de la combinación de cortante y torsión*

$$T_n := \frac{T_u}{\phi_c} = 133.56\ kgf \cdot m$$

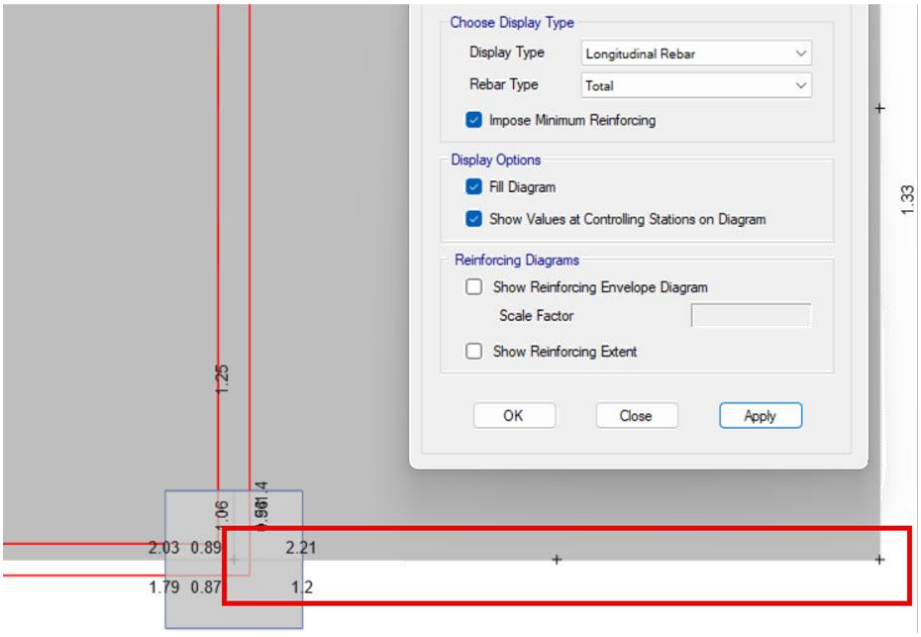
$$A_t/s := \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot F_Y \cdot \cot(\theta)} = 0\ \frac{cm^2}{cm}$$ - *Estribos cerrados requeridos debido a la torsion*

15.5.9. Redistribución del acero por torsión (viga crítica eje 1)

La viga en voladizo cuenta con restricción lateral proporcionada por la losa de entrepiso y por la viga transversal del eje C. Este arriostramiento garantiza la estabilidad del elemento, previniendo la aparición de fenómenos de inestabilidad como el pandeo lateral-torsional. aparición de fenómenos de inestabilidad como el pandeo lateral-torsional.

Anexo E9

Redistribución del acero por torsión

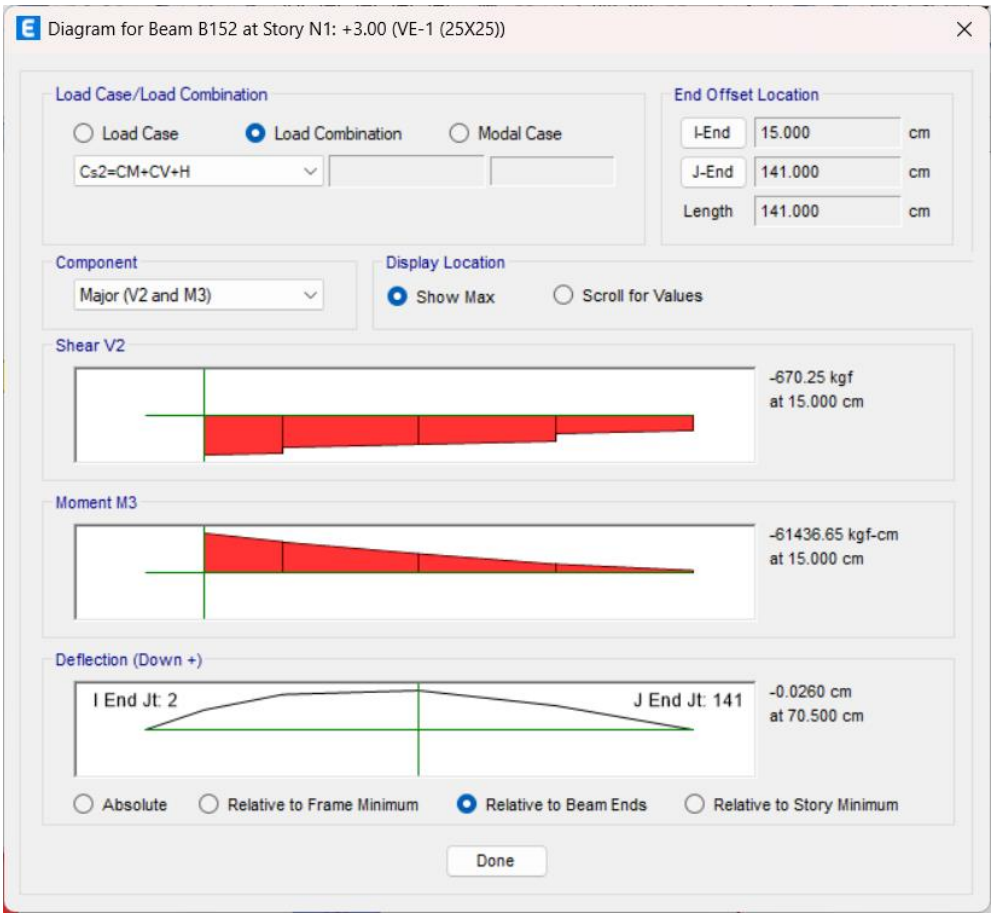


En consecuencia, se procedió a la redistribución del acero de refuerzo requerido por torsión:

Lechos	Acero por flexión cm2	Acero por torsión cm2	Flexión - torsión cm2	Acero propuesto por flexión cm2	Acero propuesto por torsión cm2	Acero total propuesto de flexión + torsión cm2	Verificación
Top	1.34	1.2	1.74	2.534	0	2.534	Cumple
Centro	0	0	0	0	0	0	Cumple
Bottom	0	1.2	0.4	2.534	0	2.534	Cumple

Revisión de deflexión de la viga VE-1

La deflexión máxima ejercida es de -0.0260 cm. La deflexión máxima permisible es igual a: L/360 = 0.391 cm.



0.0260 cm < 0.391 cm. Por lo tanto, cumple la deflexión. Ratio: 6.65%. Dado que este elemento es el más crítico, nos limitamos a revisar las demás vigas.

15.5.9.1 Longitud de anclaje de la sección VE-1

1. Longitud de desarrollo para barras dobladas en traccion de acuerdo a 25.4.3.1.

$d_b := \frac{4}{8}\ in$ - Diametro de la varilla.

$f_y := 60\ ksi$ - Esfuerzo cedente.

$f'_c := 4000\ psi$ - Resistencia a la compresion del concreto.

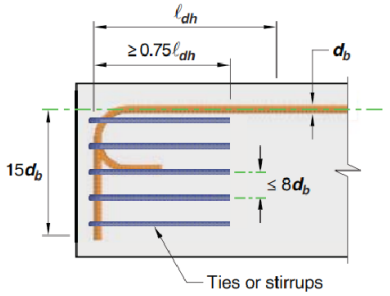


Fig. R25.4.3.3a—Confining reinforcement placed parallel to the bar being developed that contributes to anchorage strength of both 90- and 180-degree hooked bars.

$\lambda := $ Tipo de concreto: Peso normal $= 1$

$\Psi_e := $ Epoxico: Refuerzo sin recubrimiento $= 1$

$\Psi_r := 1$ - Resistencia a la compresion del concreto.

$\Psi_o := 1$ - Factor por ubicacion.

$$\Psi_c := \mathbf{if}\left(f'_c < 6\ ksi, \frac{f'_c}{15000\ psi} + 0.6, 1\right) = 0.87$$ - Factor por resistencia del concreto.

$$l_{dh_1} := \frac{f_y \cdot \Psi_e \cdot \Psi_r \cdot \Psi_o \cdot \Psi_c}{55 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot psi}} \cdot \left(\frac{d_b}{in}\right)^{1.5} \cdot in = 13.4\ cm$$

$l_{dh_2} := 8 \cdot d_b = 10.16\ cm$

$l_{dh_3} := 6\ in = 15.24\ cm$

Longitud de desarrollo a traccion del gancho:

$l_{dh} := \max\left(l_{dh_1}, l_{dh_2}, l_{dh_3}\right) = 15.24\ cm$

$15 \cdot d_b = 19.05\ cm$

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Confining reinforcement ψ_r	For No. 11 and smaller bars with $A_{th} \geq 0.4A_{bs}$ or s[1] $\geq 6d_b$[2]	1.0
	Other	1.6
Location ψ_o	For No. 11 and smaller diameter hooked bars: (1) Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook ≥ 2.5 in., or (2) With side cover normal to plane of hook ≥ $6d_b$	1.0
	Other	1.25
Concrete strength ψ_c	For f'_c < 6000 psi	f'_c/15,000 + 0.6
	For f'_c ≥ 6000 psi	1.0

[1] s is minimum center-to-center spacing of hooked bars.

[2] d_b is nominal diameter of hooked bar.

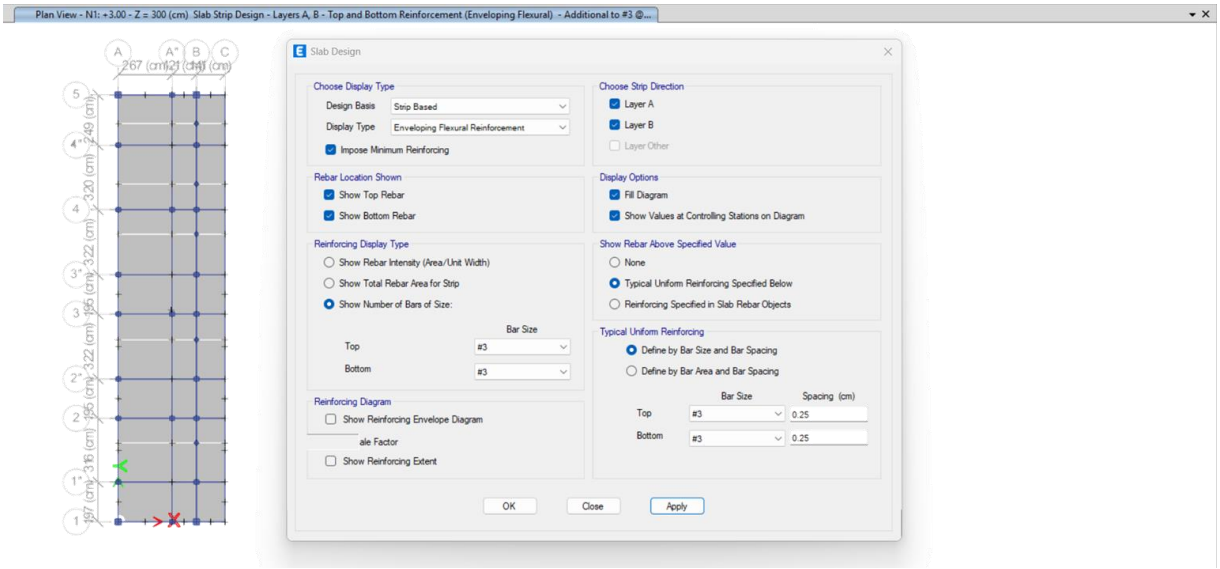
Nota: La revisión se rige por el acero en tracción; se omite la verificación a compresión.

ANEXO F
Diseño a flexión de la losa de entrepiso

15.6. Anexo F. Diseño a flexión de la losa de entrepiso

Anexo F1

Acero requerido en la dirección 1 y 2 de la cara top y bottom. Se realizó la verificación del diseño a flexión haciendo uso de los strips.

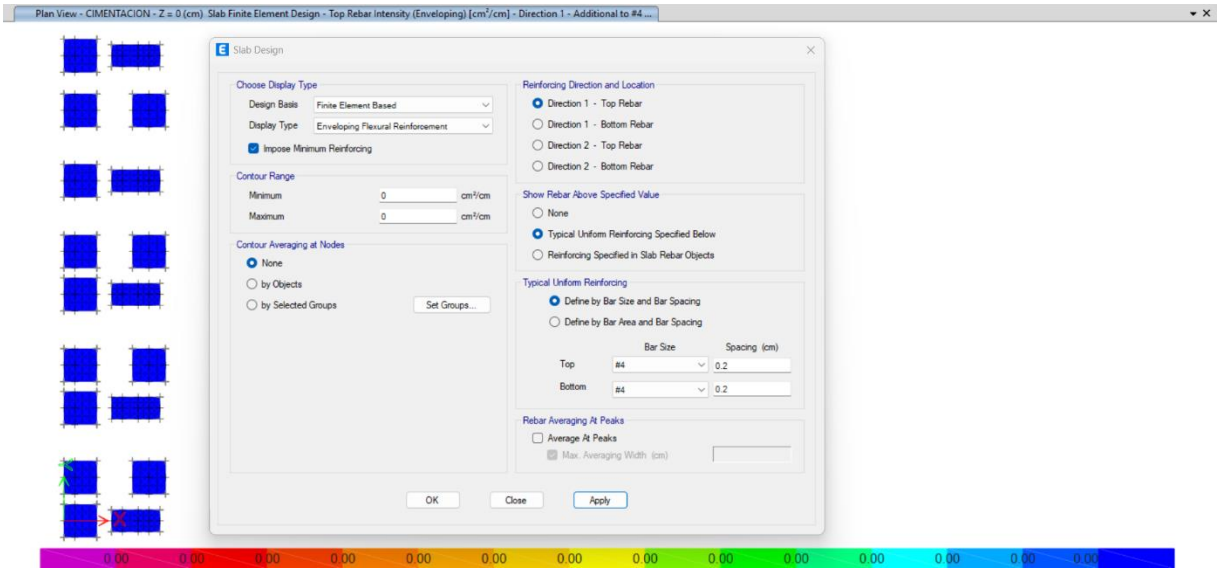


15.6.1. Diseño a flexión de las zapatas aisladas y combinadas

Se realizó la verificación del diseño a flexión haciendo uso del método de los elementos finitos.

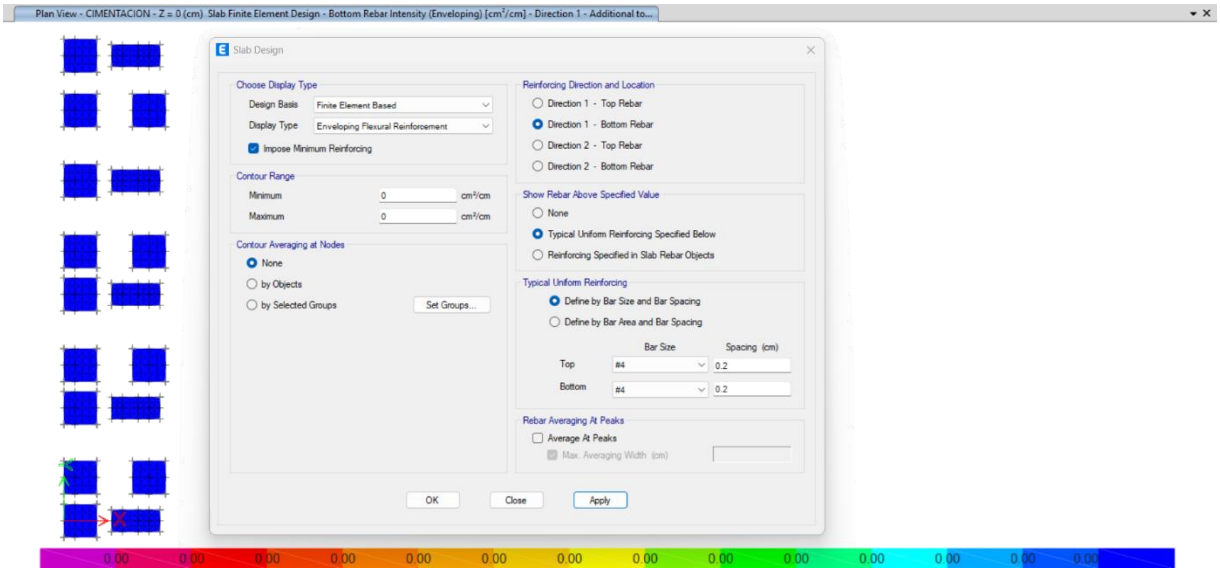
Anexo F2

Acero requerido en la dirección 1 en la cara top



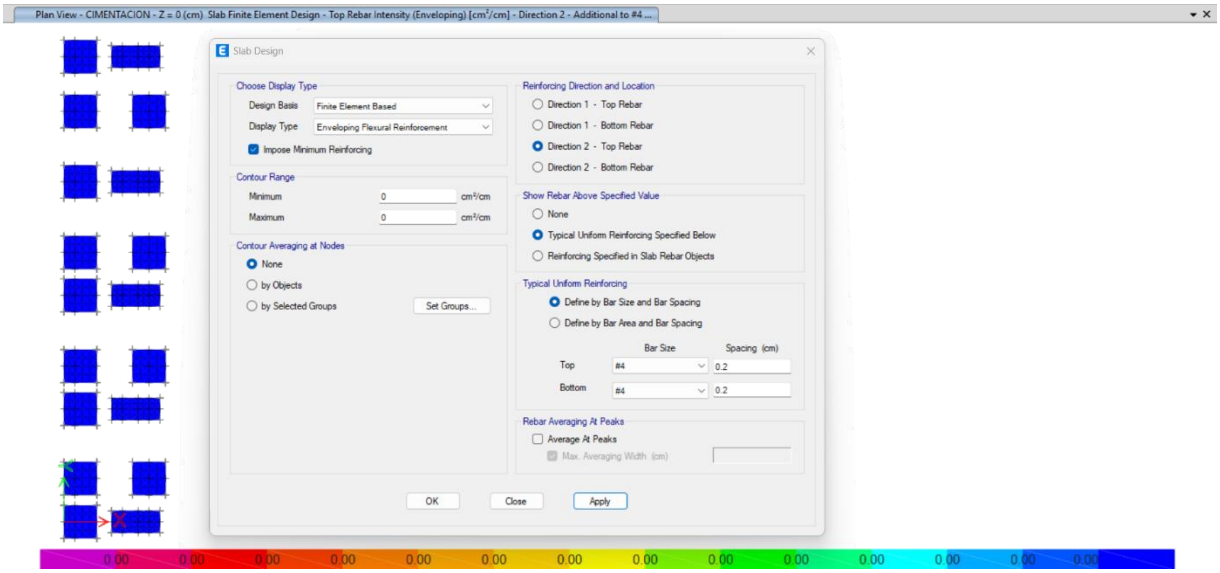
Anexo F3

Acero requerido en la dirección 1 en la cara bottom



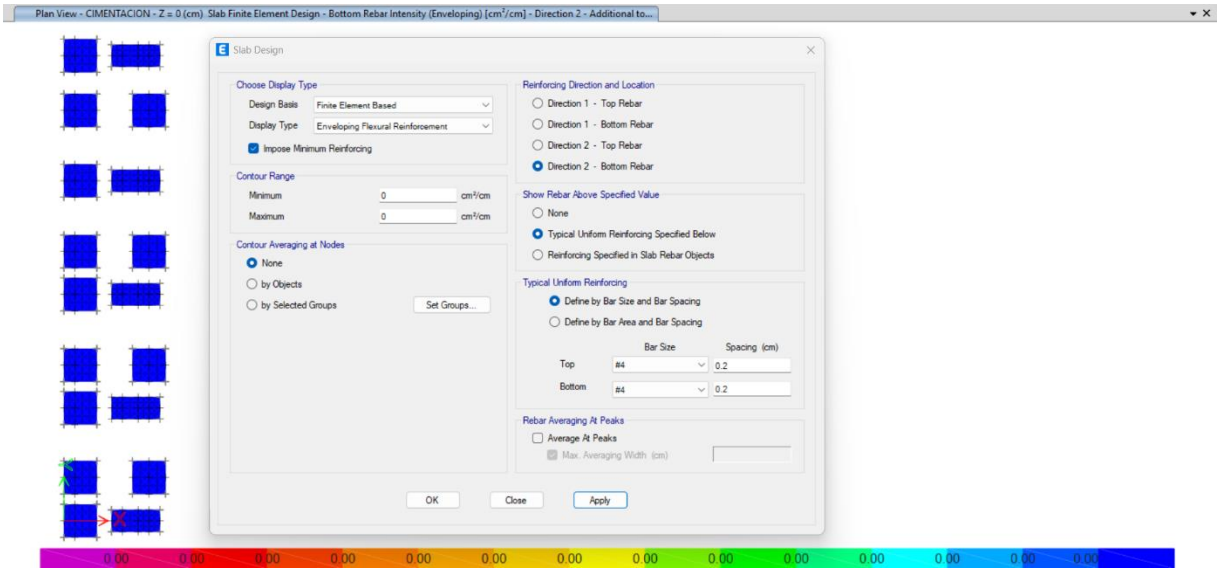
Anexo F4

Acero requerido en la dirección 2 en la cara top



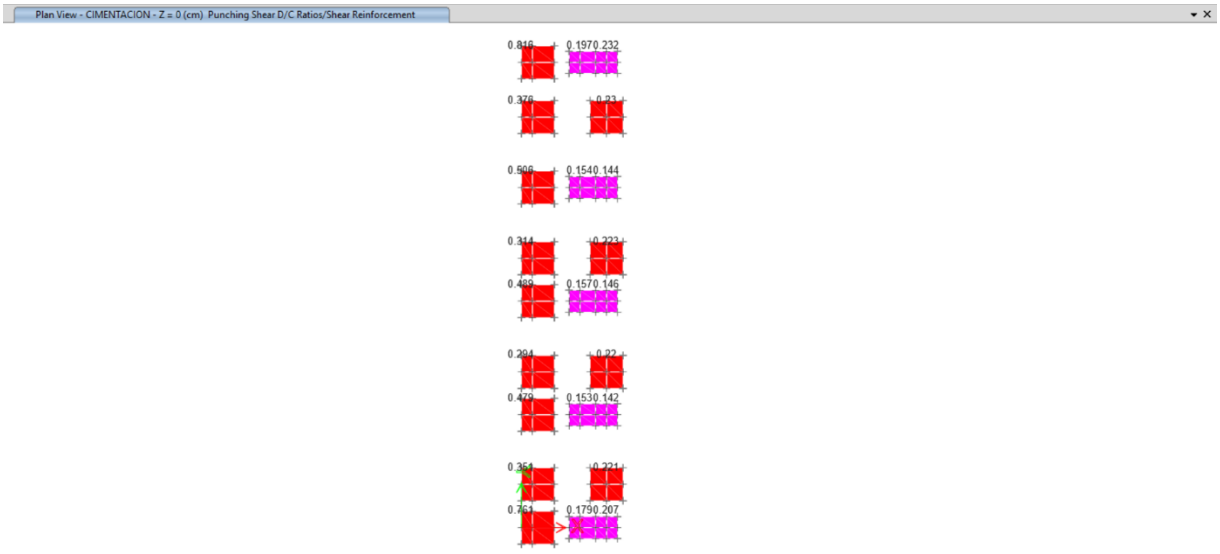
Anexo F5

Acero requerido en la dirección 2 en la cara bottom



Anexo F6

Verificación del punzonamiento en las zapatas aisladas y combinadas

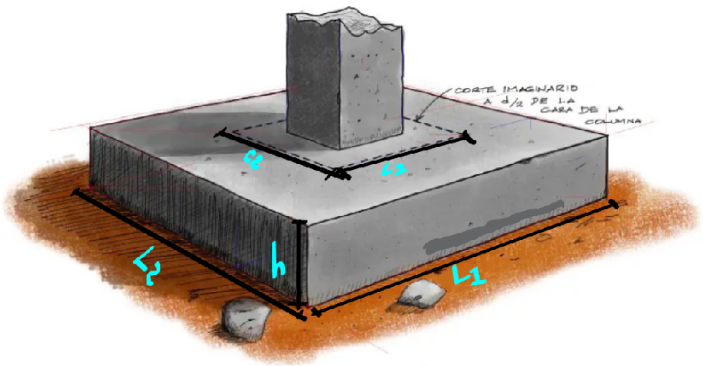


15.6.2. Verificación manual en mathcad de Z-1

Se realizó la misma verificación para las demás zapatas.

Anexo F7

Verificación manual en mathcad



- Datos de entrada

$L_1 := 1.50\ m$ - *Dirección X de zapata*

$L_2 := 1.50\ m$ - *Dirección Y de zapata*

$c_1 := 30\ cm$ - *Dirección X de pedestal*

$c_2 := 30\ cm$ - *Dirección Y de pedestal*

$h := 35\ cm$ - *Espesor de zapata*

$r_{libre} := 3\ in$ - *Recubrimiento libre*

- Datos de materiales

$f'_c := 4000\ psi$ - *Resistencia a la compresión del concreto*

$\lambda := 1$ - *Factor de concreto de peso normal*

$E_s := 29000\ ksi$ - *Módulo de elasticidad del acero*

$d_{agg} := \frac{3}{4}\ in$ - *Diámetro del agregado grueso*

$F_y := 60\ ksi$ - *Grado de fluencia de la varilla*

$d_v := \frac{4}{8}\ in$ - *Diámetro de la varilla de refuerzo*

- Factores de minoración requeridos por la norma ACI 318

$\phi_s := 0.75$ - *Factor de minoración de resistencia a cortante*

$\phi_b := 0.9$ - *Factor de minoración de resistencia a la flexión*

$\phi := 0.65$ - *Factor de minoración de resistencia a la compresión*

M11: Max = 3996.74 at [6.25, 3.68, 0]; Min = -1000.16 at [6.25, 3.88, 0]

- Acero de refuerzo para malla inferior

$b := \max(L_1, L_2) = 1.5\ m$ - *Ancho de diseño*

$s_v := 20\ cm$ - *Separación de las varillas de refuerzo longitudinal*

$M_u := 3996.74\ kgf \cdot m$ - *Momento de diseño*

$d := h - r_{libre} - \frac{d_v}{2} = 26.745\ cm$ - *Peralte efectivo (Structural concrete nadim)*

$R_n := \frac{M_u}{\phi_b \cdot b \cdot d^2} = 41.389\ \frac{tonnef}{m^2}$ - *Rn*

$\rho_{min} := 0.0018$ - *Cuantía de acero mínimo para zapatas*

$A_{min} := \rho_{min} \cdot b \cdot h = 9.45\ cm^2$ - *Área de acero minima*

$\rho_{req} := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{F_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}}\right) = 0.001$ - *Cuantía de acero por flexion*

$A_v := \frac{\pi}{4} \cdot d_v^{\,2} = 0.196\ in^2$ - *Acero requerido por ancho de diseño*

$A_{sreq} := \rho_{req} \cdot b \cdot h = 5.2\ cm^2$ - *Área requerida de la cantidad de acero*

$As_{prop} := A_v \cdot \frac{b}{s_v} = 9.501\ cm^2$ - *Área de acero propuesta.*

$Verf_{\rho min} := \text{if}\left(A_{min} \geq As_{prop}, \text{“No cumple acero minimo”}, \text{“Cumple acero minimo”}\right)$

$Verf_{\rho min} = \text{“Cumple acero minimo”}$

$Verf_{preq} := \text{if}\left(A_{sreq} \geq As_{prop}, \text{“No cumple acero requerido”}, \text{“Cumple acero requerido”}\right)$

$Verf_{preq} = \text{“Cumple acero requerido”}$

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 28\ MPa \\ \quad 0.85 \\ \text{else if } 28\ MPa < f'_c < 55\ MPa \\ \quad 0.85 - \dfrac{0.05 \cdot (f'_c - 28\ MPa)}{7\ MPa} \\ \text{else} \\ \quad 0.65 \end{cases} = 0.85$$

- Factor beta según la resistencia a la compresión del concreto.

$s_{max} := min(2 \cdot h, 18\ in) = 45.72\ cm$ *- Separación máxima del acero de refuerzo.*

$s_{min} := \max\left(d_v, \frac{4}{3}\ d_{agg}, 1\ in\right) = 2.54\ cm$ *- Separación mínima del acero de refuerzo.*

$\mathbf{r_{srev}} := \text{if}\left(s_{min} \leq s_v \leq s_{max}, \text{“Cumple separación”}, \text{“No cumple separación”}\right)$

$\mathbf{r_{srev}} = \text{“Cumple separación”}$

$A_{sreq} = 5.196\ cm^2$ *- Área de acero requerida.*

$a := \dfrac{As_{prop} \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.118\ cm$ *- Altura del bloque de compresión*

$c := \dfrac{a}{\beta_1} = 1.315\ cm$ *- Profundidad del eje neutro*

$\varepsilon_{ty} := \dfrac{F_y}{E_s} = 0.00207$

$\varepsilon_{st} := 0.003 \cdot \left(\dfrac{d}{c} - 1\right) = 0.05802$

$\varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.00507$

$r_{cuantia} :=$ if $\varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty}$ "Controla la compresión" else if $\varepsilon_{ty} < \varepsilon_{st} \wedge \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} + 0.003$ "Transición" else "Controla la tracción" $=$ "Controla la tracción"

$\phi_b :=$ if $\varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty}$ 0.65 else if $\varepsilon_{ty} < \varepsilon_{st} \wedge \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} + 0.003$ $0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_{st} - \varepsilon_{ty})}{0.003}$ else 0.9 $= 0.9$ - *Comprobación del factor de minoración asumido*

$\phi M_n := \phi_b \cdot As_{prop} \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 9.4$ ***tonnef·m*** - *Capacidad de diseño a la flexión*

$DC := \frac{M_u}{\phi M_n} = 42.31\%$ - *Relación demanda/capacidad*

- Acero de refuerzo para malla superior por contraccion y temperatura

$b := \max(L_1, L_2) = 1.5$ ***m*** - *Ancho de diseño*

$d_{v2} := \frac{4}{8}$ ***in*** - *Diámetro de la varilla de refuerzo*

$s_v := 20$ ***cm*** - *Separación de las varillas de refuerzo longitudinal*

$M_u := 1000.16$ ***kgf·m*** - *Momento de diseño*

$R_n := \frac{M_u}{\phi_b \cdot b \cdot d^2} = 10.357 \ \frac{tonnef}{m^2}$ - Rn

$A_{min} := \rho_{min} \cdot b \cdot h = 9.45 \ cm^2$ - Área de acero minima

$\rho_{req} := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{F_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}}\right) = 0.0002$ - Cuantía de acero por flexion

$A_v := \frac{\pi}{4} \cdot {d_{v2}}^2 = 0.196 \ in^2$ - Acero requerido por ancho de diseño

$A_{sreq} := \rho_{req} \cdot b \cdot h = 1.29 \ cm^2$ - Área requerida de la cantidad de acero

$As_{prop} := A_v \cdot \frac{b}{s_v} = 9.501 \ cm^2$ - Área de acero propuesta.

$Verf_{\rho min} := \text{if}\left(A_{min} \geq As_{prop}, \text{“No cumple acero minimo”}, \text{“Cumple acero minimo”}\right)$

$Verf_{\rho min} = \text{“Cumple acero minimo”}$

$Verf_{\rho req} := \text{if}\left(A_{sreq} \geq As_{prop}, \text{“No cumple acero requerido”}, \text{“Cumple acero requerido”}\right)$

$Verf_{\rho req} = \text{“Cumple acero requerido”}$

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f'_c \leq 28 \ MPa \\ 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 28 \ MPa)}{7 \ MPa} & \text{else if } 28 \ MPa < f'_c < 55 \ MPa \\ 0.65 & \text{else} \end{cases} = 0.85$$

- Factor beta según la resistencia a la compresión del concreto.

$s_{max} := min(2 \cdot h, 18 \ in) = 45.72 \ cm$ - Separación máxima del acero de refuerzo.

$s_{min} := \max\left(d_v, \frac{4}{3}\, d_{agg}, 1\ in\right) = 2.54\ cm$ - *Separación mínima del acero de refuerzo.*

$\mathbf{r_{srev}} := \mathbf{if}\left(s_{min} \le s_v \le s_{max}, \text{“Cumple separación”}, \text{“No cumple separación”}\right)$

$\mathbf{r_{srev}} = \text{“Cumple separación”}$

$A_{sreq} = 1.292\ cm^2$ - *Área de acero requerida.*

$a := \frac{As_{prop} \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.118\ cm$ - *Altura del bloque de compresión*

$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.315\ cm$ - *Profundidad del eje neutro*

$$r_{cuantia} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} \\ \quad \| \text{“Controla la compresión”} \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_{st} \wedge \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \| \text{“Transición”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“Controla la tracción”} \end{array} \right\| = \text{“Controla la tracción”}$$

$$\phi_b := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} \\ \quad \| 0.65 \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_{st} \wedge \varepsilon_{st} \le \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \| 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_{st} - \varepsilon_{ty})}{0.003} \\ \text{else} \\ \quad \| 0.9 \end{array} \right\| = 0.9$$ - *Comprobación del factor de minoración asumido*

$\phi M_n := \phi_b \cdot As_{prop} \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 9.4\ tonnef \cdot m$ - *Capacidad de diseño a la flexión*

$DC := \frac{M_u}{\phi M_n} = 10.59\%$ - *Relación demanda/capacidad*

- Cortante en una dirección

$P_u := 2.720\ \textbf{tonnef}$ - *Carga axial máxima envolvente*

$q_u := \frac{P_u}{L_1 \cdot L_2} = 1.209\ \frac{\textbf{tonnef}}{m^2}$ - *Presión actuante en la zapata*

$d_p := h - 2\ \textbf{in} = 29.9\ \textbf{cm}$ - *Altura efectiva promedio*

$\lambda_s := min\left(\sqrt{\frac{2}{1+\frac{d_p}{10\ \textbf{in}}}}, 1\right) = 0.96$ - *Factor de efectos de tamaño ACI 318-19*

$A_s := As_{prop} = 9.501\ \textbf{cm}^2$ - *Área de acero obtenida del diseño por flexión*

$N_u := -11.245\ \textbf{tonnef}$ - *Fuerza axial*

$b_w := \max(L_1, L_2) = 1.5\ \textbf{m}$ - *Ancho de la franja evaluada*

$A_g := b_w \cdot h$ - *Área gruesa*

$V_{u1} := q_u \cdot \left(\frac{\max(L_1, L_2)}{2} - \frac{min(c_1, c_2)}{2} - d_p\right) \cdot b_w = 0.55\ \textbf{tonnef}$ - *Cortante actuante*

$\rho_w := \frac{A_s}{b \cdot d_p} = 0.0021$ - *Cuatía del área de refuerzo*

$\phi V_c := \phi_s \cdot \left(8 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \textbf{psi}} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b \cdot d_p = 13.53\ \textbf{tonnef}$ - *Cortante resistente de la sección*

$\text{if}\left(\phi V_c > V_{u1}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

- Cortante en dos direcciones

$$\beta_c := \frac{\max(L_1, L_2)}{\min(L_1, L_2)} = 1$$ - *Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna*

$$\begin{bmatrix} \alpha_s \\ columna \end{bmatrix} := \text{Columna: Interior}$$ - *Factor de tipo de columna ACI 318-18, 22.5.5.3*

$$b_o := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \alpha_s = 40 \\ \quad \left\| 2\,(c_1 + d_p) + 2\,(c_2 + d_p) \right. \\ \text{else if } \alpha_s = 30 \\ \quad \left\| 2\left(c_1 + \frac{d_p}{2}\right) + (c_2 + d_p) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \left(c_1 + \frac{d_p}{2}\right) + \left(c_2 + \frac{d_p}{2}\right) \right. \end{array} \right. = 2.4\ m$$ - *Perímetro de la sección crítica de cortante*

$$V_{u2} := P_u - q_u \cdot (c_1 + d_p) \cdot (c_2 + d_p) = 2.3\ tonnef$$ - *Cortante actuante en la sección critica*

$$v_{n2} := \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b_o \cdot d_p \cdot \phi_s = 137.5\ tonnef$$

$$v_{n3} := \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d_p}{b_o}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b_o \cdot d_p \cdot \phi_s = 160.3\ tonnef$$

$$v_{n1} := 4 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b_o \cdot d_p \cdot \phi_s = 91.7\ tonnef$$

$$\phi v_n := \min(v_{n1}, v_{n2}, v_{n3}) = 91.7\ tonnef$$ - *Cortante resistente de la sección ACI 318-19*

$$r_{cortante_2D} := \text{if}(\phi v_n > V_{u2}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”})$$

$$r_{cortante_2D} = \text{“Cumple”}$$

ANEXO G
Planimetría preliminar y Renders de la Estructura Existente

15.7. Anexo G. Planimetría y Renders de la Estructura Existente

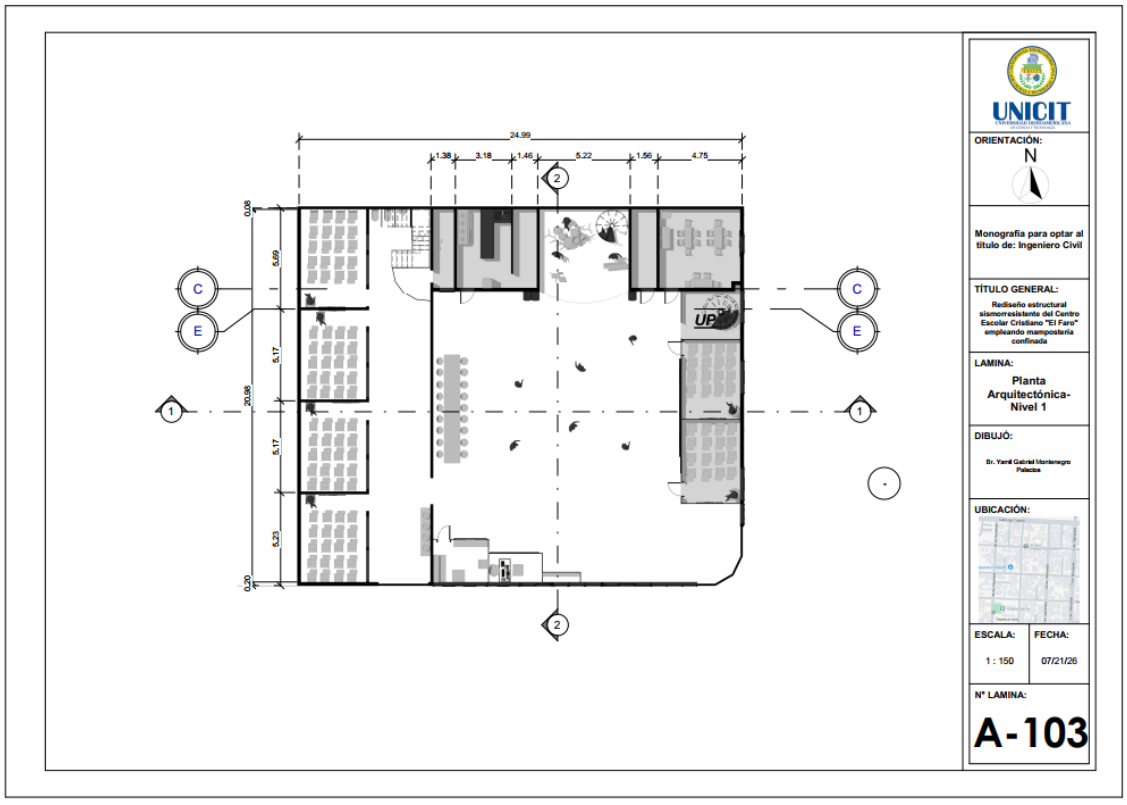
Anexo G1

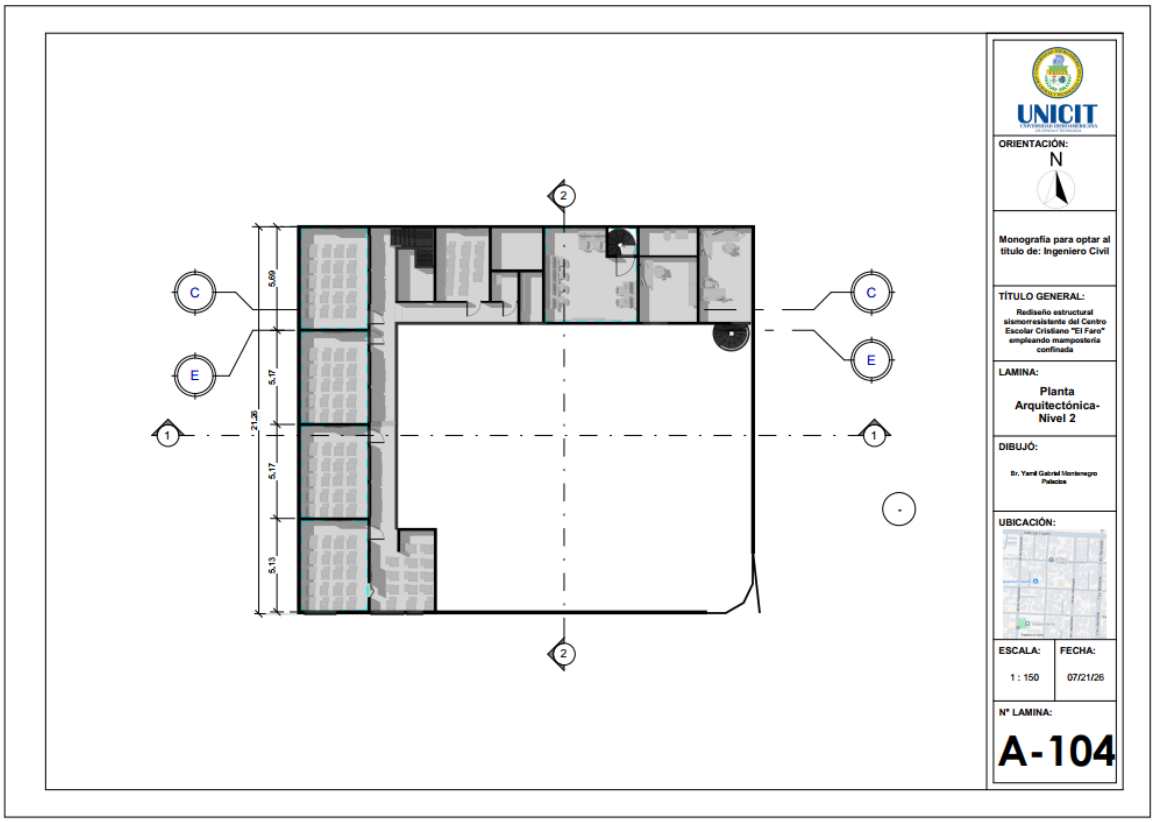
Esta sección contiene la documentación planimétrica elaborada a partir del levantamiento físico y geométrico realizado in situ. Incluye plantas arquitectónicas, elevaciones y secciones estructurales que reflejan con exactitud la geometría, dimensiones y distribución de los elementos portantes de la estructura existente.

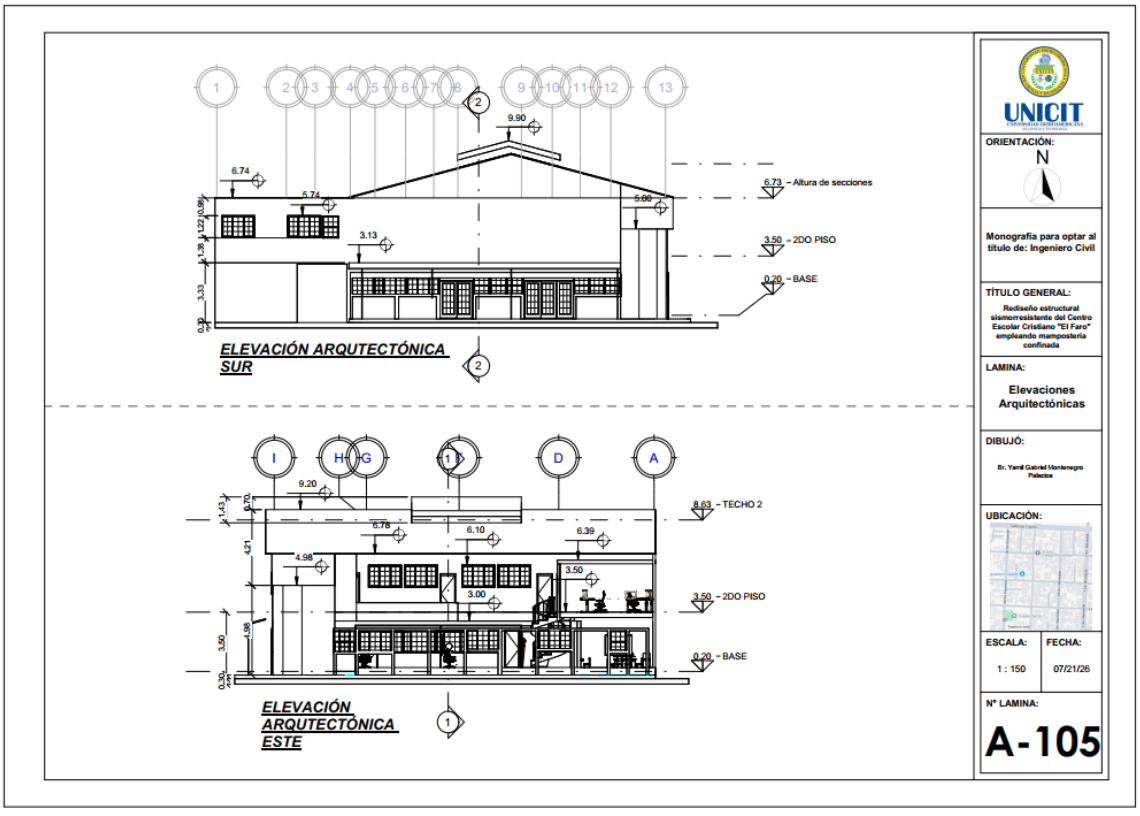
Los presentes planos corresponden a una versión preliminar elaborada con el propósito exclusivo de estructurar y levantar el modelo de análisis en ETABS. La versión definitiva de los planos, con todas las correcciones y ajustes finales incorporados, se entregará formalmente al Tribunal Examinador el día de la defensa.

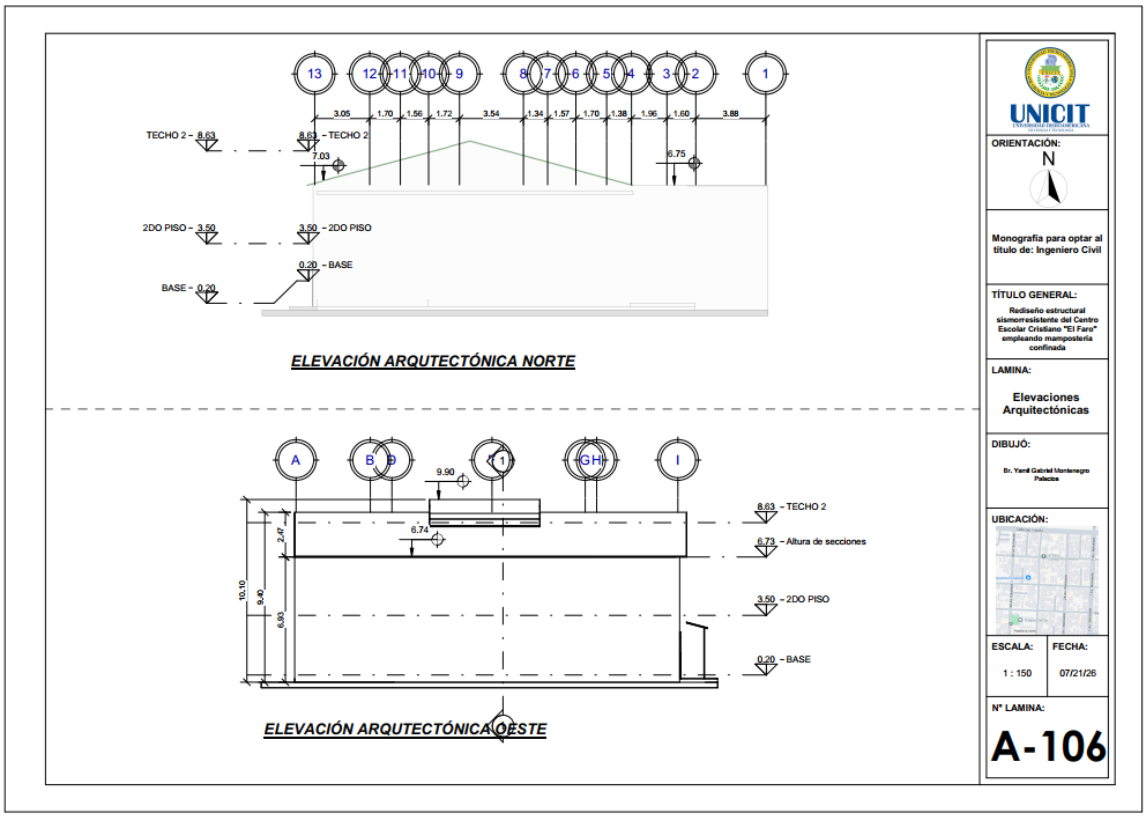


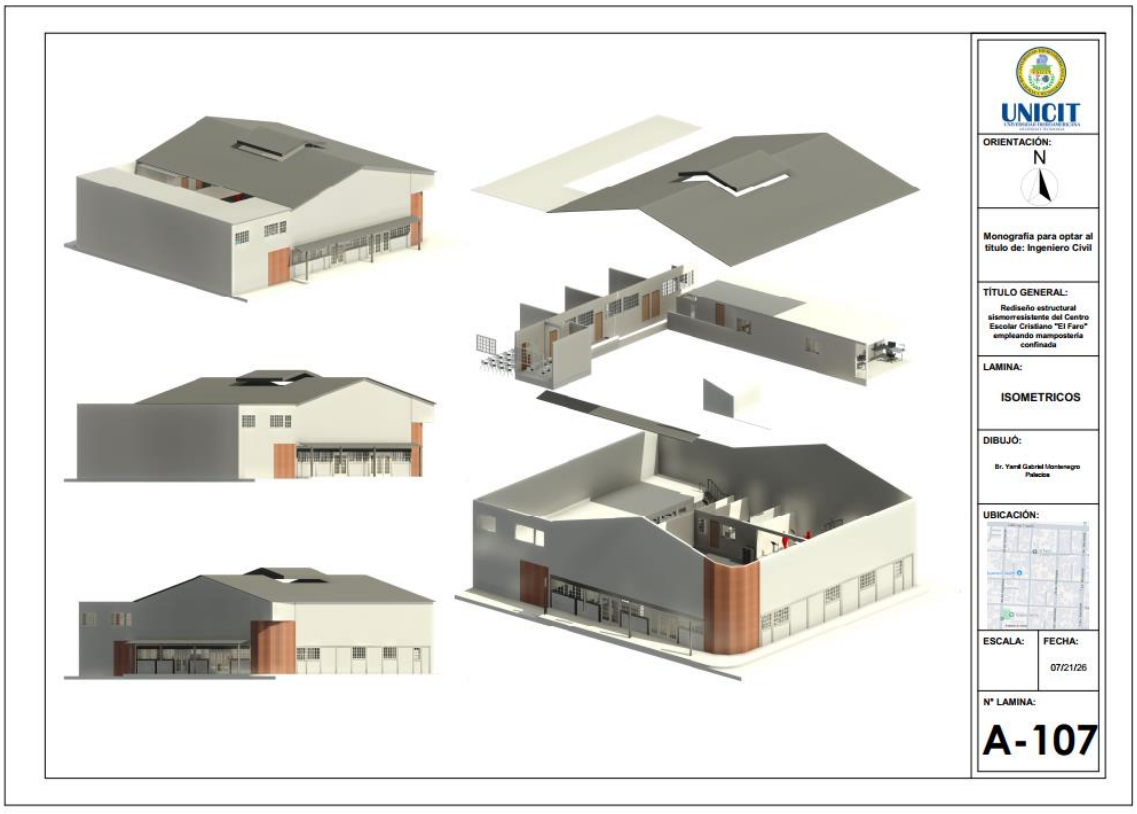

VISTA ARQUTECTÓNICA ESTE
VISTA ARQUTECTÓNICA OESTE
UNICIT
ORIENTACIÓN:
N
Monografía para optar al título de: Ingeniero Civil
TÍTULO GENERAL:
Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro" empleando mampostería confinada
LAMINA:
ELEVACIONES (ESTE Y OESTE)
DIBUJÓ:
Br. Yamil Gabriel Montenegro Palacios
UBICACIÓN:
ESCALA:
1 : 100
FECHA:
07/21/26
N° LAMINA:
A-102


24.99
1.38
3.18
1.46
5.22
1.56
4.75
0.08
5.69
5.17
20.98
5.17
5.23
0.20
C
E
UP
UNICIT
ORIENTACIÓN:
N
Monografía para optar al título de: Ingeniero Civil
TÍTULO GENERAL:
Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro" empleando mampostería confinada
LAMINA:
Planta Arquitectónica- Nivel 1
DIBUJÓ:
Br. Yamil Gabriel Montenegro Palacios
UBICACIÓN:
ESCALA:
1 : 150
FECHA:
07/21/26
N° LAMINA:
A-103


UNICIT
ORIENTACIÓN:
N
Monografía para optar al título de: Ingeniero Civil
TÍTULO GENERAL:
Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro" empleando mampostería confinada
LAMINA:
Planta Arquitectónica- Nivel 2
DIBUJÓ:
Br. Yamil Gabriel Montenegro Palacios
UBICACIÓN:
ESCALA:
1 : 150
FECHA:
07/21/26
N° LAMINA:
A-104


ELEVACIÓN ARQUTECTÓNICA SUR
6.73 – Altura de secciones
3.50 – 2DO PISO
0.20 – BASE
ELEVACIÓN ARQUTECTÓNICA ESTE
8.63 – TECHO 2
3.50 – 2DO PISO
0.20 – BASE
UNICIT
ORIENTACIÓN:
N
Monografía para optar al título de: Ingeniero Civil
TÍTULO GENERAL:
Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro" empleando mampostería confinada
LAMINA:
Elevaciones Arquitectónicas
DIBUJÓ:
Br. Yamil Gabriel Montenegro Palacios
UBICACIÓN:
ESCALA:
1 : 150
FECHA:
07/21/26
N° LAMINA:
A-105


13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1
3.05 1.70 1.56 1.72 3.54 1.34 1.57 1.70 1.38 1.96 1.60 3.88
TECHO 2 – 8.63
8.63 – TECHO 2
7.03
6.75
2DO PISO – 3.50
3.50 – 2DO PISO
0.20 – BASE
BASE – 0.20
ELEVACIÓN ARQUTECTÓNICA NORTE
A B D 11 GH I
9.90
6.74
2.40
10.10
9.40
6.93
8.63 – TECHO 2
6.73 – Altura de secciones
3.50 – 2DO PISO
0.20 – BASE
ELEVACIÓN ARQUTECTÓNICA OESTE
UNICIT
ORIENTACIÓN:
N
Monografía para optar al título de: Ingeniero Civil
TÍTULO GENERAL:
Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro" empleando mampostería confinada
LAMINA:
Elevaciones Arquitectónicas
DIBUJÓ:
Br. Yamil Gabriel Montenegro Palacios
UBICACIÓN:
ESCALA:
1 : 150
FECHA:
07/21/26
N° LAMINA:
A-106


UNICIT
ORIENTACIÓN:
N
Monografía para optar al título de: Ingeniero Civil
TÍTULO GENERAL:
Rediseño estructural sismorresistente del Centro Escolar Cristiano "El Faro" empleando mampostería confinada
LAMINA:
ISOMETRICOS
DIBUJÓ:
Br. Yamil Gabriel Montenegro Palacios
UBICACIÓN:
ESCALA:
FECHA:
07/21/26
N° LAMINA:
A-107



Anexo G2

Renders y visualizaciones tridimensionales del modelo estructural existente, generados para apreciar la configuración espacial y la disposición de los elementos resistentes originales.













