

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**Diseño estructural de un edificio de hormigón armado**

**Josué Israel Gamboa Villacrés**

**Ingeniería Civil**

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito  
para la obtención del título de  
Ingeniero Civil

Quito, 30 de noviembre de 2024

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**HOJA DE CALIFICACIÓN  
DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Diseño estructural de un edificio de hormigón armado**

**Josué Israel Gamboa Villacrés**

**Pablo Torres Rodas, Doctorado en Ingeniería Civil**

Quito, 30 de noviembre de 2024

## DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Nombres y apellidos: Josué Israel Gamboa Villacrés

Código: 00321464

Cédula de identidad: 1850265305

Lugar y fecha: Quito, noviembre de 2024

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETheses>.

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

**Note:** The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETheses>.

## DEDICATORIA

A mi madre, a quien le debo cada logro y cada avance en este camino. Su sabiduría, paciencia y amor incondicional han sido mi faro en los momentos de incertidumbre. Gracias por enseñarme que los sueños se construyen con perseverancia y esfuerzo, y por estar siempre a mi lado, brindándome la confianza y motivación necesarias para seguir adelante, incluso en los momentos más difíciles.

A mi padre, por ser el ejemplo de dedicación, perseverancia y responsabilidad, y por mostrarme el valor del esfuerzo honesto. Gracias por enseñarme que el trabajo bien hecho siempre tiene su recompensa, y por inspirarme a seguir adelante con integridad y constancia, aun cuando los retos parecían insuperables. Su incansable determinación me ha demostrado que la perseverancia es la clave para superar cualquier obstáculo.

A mi hermana, quien ha sido mi compañera de vida, mi confidente y mi mayor apoyo. Gracias por tu paciencia infinita, por escucharme en cada etapa de este proceso y por estar siempre dispuesta a brindarme tu amor y aliento, sin importar la distancia o el tiempo. Este logro también es tuyo.

Finalmente, a mis abuelas por ser un ejemplo de fortaleza y amor inquebrantable. Gracias por creer en mí con una fé que nunca ha flaqueado, y por brindarme su apoyo y cariño en cada paso de mi vida. Sus palabras sabias y su presencia amorosa han sido un pilar fundamental para alcanzar esta meta.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero expresar mi más sincero y profundo agradecimiento a mi tutor, Pablo Torres, PhD., por su inquebrantable guía y apoyo a lo largo del desarrollo de este proyecto de tesis. Su vasta experiencia y conocimientos, junto con su dedicación, han sido pilares fundamentales en mi crecimiento académico y personal. Agradezco su paciencia, sus valiosos consejos y la confianza depositada en mí, los cuales me motivaron a esforzarme continuamente para alcanzar mis objetivos.

Asimismo, extiendo mi agradecimiento a la Universidad San Francisco de Quito, por proporcionarme el entorno adecuado y los recursos necesarios para llevar a cabo este proyecto. Agradezco a la institución por fomentar un espacio de aprendizaje riguroso, inspirador y desafiante, que ha sido crucial para mi formación como estudiante y futuro profesional.

Finalmente, quiero expresar mi gratitud a mis profesores y compañeros, quienes con sus conocimientos, apoyo y colaboración contribuyeron significativamente a lo largo de este trayecto académico. Sus aportes, tanto dentro como fuera del aula, fueron clave para enriquecer mi proceso de aprendizaje y alcanzar esta meta.

## RESUMEN

Este proyecto tiene como objetivo desarrollar una herramienta en Excel, utilizando Visual Basic para Aplicaciones (VBA), para optimizar el diseño estructural de un edificio de 8 pisos de hormigón armado, cumpliendo con las normativas NEC 2015 y ACI 318-19. La herramienta está dirigida a ingenieros estructurales, permitiendo automatizar cálculos clave como el espectro de diseño, cortante basal, derivas inelásticas, y el diseño de columnas, vigas, muros y conexiones viga-columna, tanto a corte como a flexión.

Se detalla el proceso teórico y práctico de la creación de una memoria técnica interactiva que permite ingresar propiedades geométricas y cargas de la estructura, generando resultados inmediatos. La herramienta calcula diagramas de iteración de columnas y muros, dimensiona el refuerzo transversal según los esfuerzos, y diseña vigas considerando corte y flexión, cumpliendo con las normativas sismo-resistentes. Además, se incluye un ejemplo práctico con un modelo estructural en SAP2000 para validar los cálculos automatizados y complementar el análisis tradicional, buscando optimizar el proceso de diseño estructural, reducir errores manuales y mejorar la eficiencia en el cálculo de elementos.

**Palabras clave:** Diseño estructural, hormigón armado, VBA, NEC 2015, ACI 318-19, cortante basal, derivas inelásticas, conexiones viga-columna, flexión, corte, SAP2000, especificaciones sismo-resistentes.

## ABSTRACT

This project aims to develop an Excel-based tool using Visual Basic for Applications (VBA) to optimize the structural design of an 8-story reinforced concrete building, in compliance with the NEC 2015 and ACI 318-19 standards. The tool is intended for structural engineers, allowing them to automate key calculations such as the design spectrum, base shear, inelastic drifts, and the design of columns, beams, walls, and beam-column connections, both in shear and flexure.

The theoretical and practical process of creating an interactive technical guide is outlined, enabling users to input geometric properties and structural loads, with immediate results generated. The tool calculates iteration diagrams for columns and walls, sizes the transverse reinforcement according to the acting forces, and designs beams considering both shear and flexure, ensuring compliance with seismic-resistant standards. Additionally, a practical example is included, using a structural model in SAP2000 to validate the automated calculations and complement the traditional analysis. The aim is to optimize the structural design process, minimize manual errors, and improve efficiency in the calculation of structural elements.

**Keywords:** Structural design, reinforced concrete, VBA, NEC 2015, ACI 318-19, base shear, inelastic drifts, beam-column connections, flexure, shear, SAP2000, seismic-resistant standards.

## TABLA DE CONTENIDO

|                                                                                               |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>                                                                  | <b>14</b> |
| <b>2. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL TEMA .....</b>                                                  | <b>16</b> |
| 2.1 OBJETIVO GENERAL .....                                                                    | 16        |
| 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....                                                                | 16        |
| <b>3. LENGUAJE DE PROGRAMACIÓN PARA LA MEMORIA TÉCNICA .....</b>                              | <b>17</b> |
| 3.1 VENTAJAS DE LAS MACROS.....                                                               | 17        |
| 3.2 FORMAS DE DESARROLLAR UNA MACRO EN EXCEL .....                                            | 17        |
| 3.3 CONCEPTOS BÁSICOS DE VISUAL BASIC FOR APPLICATIONS .....                                  | 19        |
| 3.4 DESCRIPCIÓN DEL CÓDIGO USADO EN LA MEMORIA DE CÁLCULO .....                               | 20        |
| 3.5 USO DE CHAT GPT PARA MEJORAR LAS MACROS .....                                             | 21        |
| 3.6 DESCRIPCIÓN DE LA MEMORIA DE CALCULO .....                                                | 21        |
| <b>4. ESPECTRO SÍSMICO DE RESPUESTA .....</b>                                                 | <b>24</b> |
| 4.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL .....                                                            | 24        |
| 4.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....                                                                 | 25        |
| 4.3 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO .....                                                           | 25        |
| 4.4 ECUACIONES PARA DISEÑAR EL ESPECTRO SÍSMICO DE RESPUESTA .....                            | 27        |
| 4.5 DISEÑO DEL ESPECTRO SÍSMICO DE RESPUESTA PARA EL EDIFICIO DE EJEMPLO .....                | 28        |
| <b>5. CORTANTE BASAL .....</b>                                                                | <b>31</b> |
| 5.1 FACTORES DE REDUCCIÓN .....                                                               | 31        |
| 5.2 ECUACIÓN PARA CALCULAR EL CORTANTE BASAL .....                                            | 32        |
| 5.3 FACTOR SÍSMICO PARA MODELAR LA ESTRUCTURA CON EL MÉTODO DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL ..... | 35        |
| 5.4 CORTANTE BASAL MÍNIMO.....                                                                | 35        |
| 5.5 CÁLCULOS DE CORTANTE BASAL PARA EL EDIFICIO DE EJEMPLO .....                              | 35        |
| 5.6 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS SÍSMICAS LATERALES.....                              | 36        |
| <b>6. DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS .....</b>                                                   | <b>38</b> |
| 6.1 IMPORTANCIA DE LAS DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS.....                                       | 38        |
| 6.2 ECUACIONES PARA CALCULAR LAS DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS .....                            | 39        |
| <b>7. DISEÑO DE LA VIGA.....</b>                                                              | <b>40</b> |
| 7.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE VIGAS.....                                                      | 40        |
| 7.2 LÍMITES PARA LAS DIMENSIONES GEOMÉTRICAS DE UNA VIGA .....                                | 41        |
| 7.3 CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA QUE DEBEN CUMPLIR LAS VIGAS .....                                 | 41        |
| 7.4 CAPACIDAD NOMINAL A FLEXIÓN DE LA VIGA.....                                               | 42        |

|                                                                                                        |            |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 7.5 CAPACIDAD NOMINAL A CORTANTE DE LA VIGA .....                                                      | 48         |
| <b>8. DISEÑO DE LA COLUMNA.....</b>                                                                    | <b>50</b>  |
| 8.1 LÍMITES PARA LAS DIMENSIONES GEOMÉTRICAS DE UNA COLUMNA.....                                       | 50         |
| 8.2 CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA QUE DEBEN CUMPLIR LAS COLUMNAS.....                                        | 50         |
| 8.3 CAPACIDAD NOMINAL A FLEXIÓN DE LA COLUMNA .....                                                    | 50         |
| 8.4 CAPACIDAD NOMINAL A CORTANTE DE LA COLUMNA .....                                                   | 53         |
| <b>9. DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.....</b>                                                      | <b>56</b>  |
| 9.1 COMPROBACIÓN DE LA RELACIÓN DE CARGA AXIAL EN LAS COLUMNAS .                                       | 56         |
| 9.2 Requisitos por confinamiento en columna.....                                                       | 56         |
| 9.3 SECCIONES MÍNIMAS DE VIGAS Y COLUMNAS SEGÚN LOS DIÁMETROS DE<br>LOS REFUERZOS LONGITUDINALES ..... | 58         |
| 9.4 CORTANTE EN EL NUDO .....                                                                          | 58         |
| 9.5 Cortante en la columna aproximado .....                                                            | 61         |
| 9.6 RELACIONES DE RESISTENCIA A FLEXIÓN.....                                                           | 63         |
| 9.7 Diseño por capacidad de estribos en vigas .....                                                    | 64         |
| 9.8 Diseño por capacidad de estribos en columnas.....                                                  | 64         |
| <b>10. DISEÑO DEL MURO ESTRUCTURAL.....</b>                                                            | <b>66</b>  |
| 10.1 TIPOS DE CONFIGURACIONES DE MUROS ESTRUCTURALES. ....                                             | 66         |
| 10.2 CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA QUE DEBEN CUMPLIR LOS MUROS<br>ESTRUCTURALES .....                        | 69         |
| 10.3 CAPACIDAD NOMINAL A FLEXIÓN DEL MURO ESTRUCTURAL .....                                            | 70         |
| 10.4 CAPACIDAD NOMINAL A CORTANTE DEL MURO ESTRUCTURAL.....                                            | 72         |
| <b>11. MODELACIÓN DEL EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO EN SAP2000 .....</b>                                 | <b>76</b>  |
| 11.1 DEFINICIÓN DEL PROYECTO Y CONFIGURACIÓN INICIAL .....                                             | 76         |
| 11.2 Definición de los materiales y las secciones transversales de los elementos .....                 | 77         |
| 11.3 CREACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.....                                                              | 83         |
| 11.4 DEFINICIÓN DE CARGAS .....                                                                        | 88         |
| 11.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....                                                                         | 93         |
| 11.6 VERIFICACIÓN DE RESULTADOS .....                                                                  | 99         |
| <b>12. RESUMEN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>                                                      | <b>101</b> |
| <b>13. CONCLUSIONES.....</b>                                                                           | <b>116</b> |
| <b>14. BIBLIOGRAFÍA .....</b>                                                                          | <b>119</b> |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                                                                              |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 1: Valores del factor Z (NEC, 2015).....                                                               | 25  |
| Tabla 2: Tipo de suelo y factores de sitio <b><i>F<sub>a</sub></i></b> (NEC, 2015).....                      | 26  |
| Tabla 3: Tipo de suelo y factores de sitio <b><i>F<sub>d</sub></i></b> (NEC, 2015). ....                     | 26  |
| Tabla 4: Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico <b><i>F<sub>s</sub></i></b> (NEC, 2015). .... | 26  |
| Tabla 5: Datos iniciales. ....                                                                               | 29  |
| Tabla 6: Parámetros iniciales.....                                                                           | 29  |
| Tabla 7: Factores generales para el espectro de diseño. ....                                                 | 30  |
| Tabla 8: Coeficiente de importancia I (NEC 2015). ....                                                       | 34  |
| Tabla 9: Datos generales ....                                                                                | 36  |
| Tabla 10: Periodo de la estructura ....                                                                      | 36  |
| Tabla 11: Datos Cortante Basal (Factores de reducción) ....                                                  | 36  |
| Tabla 12: Cortante Basal ....                                                                                | 36  |
| Tabla 13: Coeficiente k (NEC 2015).....                                                                      | 37  |
| Tabla 14: Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales. ....                                          | 37  |
| Tabla 15: Deriva de piso inelástica máxima (NEC 2015). ....                                                  | 39  |
| Tabla 16: Valor asignado de $\delta$ para cada caso. ....                                                    | 63  |
| Tabla 17: Resultados del refuerzo transversal de la columna ....                                             | 107 |
| Tabla 18: Calculo de momentos probables. ....                                                                | 109 |
| Tabla 19: Relación de resistencia a flexión. ....                                                            | 110 |
| Tabla 20: Capacidad nominal a cortante del muro estructural diseñado.....                                    | 112 |
| Tabla 21: Factor de sobre resistencia. ....                                                                  | 112 |
| Tabla 22: Factor de amplificación dinámica. ....                                                             | 113 |
| Tabla 23: Cortante actuante amplificado. ....                                                                | 113 |
| Tabla 24: Derivas inelásticas en la dirección X. ....                                                        | 115 |
| Tabla 25: Derivas inelásticas en la dirección Y. ....                                                        | 115 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                                    |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1: Icono de grabación de macros.....                                                        | 18 |
| Figura 2: Icono de Excel para acceder a la hoja de programación de VBA. ....                       | 19 |
| Figura 3: Módulos creados en VBA.....                                                              | 23 |
| Figura 4: Espectro de Diseño. ....                                                                 | 30 |
| Figura 5: Irregularidades en Elevación (NEC, 2015).....                                            | 31 |
| Figura 6: Irregularidades en Planta (NEC, 2015).....                                               | 32 |
| Figura 7: Diagramas de deformaciones unitarias y de esfuerzos que actúan sobre una viga.<br>43     |    |
| Figura 8: Rectángulo de Whitney.....                                                               | 45 |
| Figura 9: Ejemplo de diagrama de carga axial vs momento flector.....                               | 52 |
| Figura 10: Detallamiento de refuerzo longitudinal y transversal en una columna, ACI 318-<br>19. 54 |    |
| Figura 11: Fuerzas actuando sobre una viga, Jack Moehle. ....                                      | 59 |
| Figura 12: Vista frontal de un pórtico de ejemplo. ....                                            | 62 |
| Figura 13: Tipos de secciones transversales de muros, Jack Moehle. ....                            | 66 |
| Figura 14: Tipos de muros estructurales, Jack Moehle. ....                                         | 67 |
| Figura 15: Ejemplo de refuerzo para un muro rectangular, Jack Moehle.....                          | 69 |
| Figura 16: Diagrama de iteración de un muro de ejemplo. ....                                       | 71 |
| Figura 17: Diagrama de corte y momento flector en un muro estructural, Jack Moehle. ....           | 72 |
| Figura 18: Zona crítica de un muro estructural ante fuerzas sísmicas, Jack Moehle. ....            | 74 |
| Figura 19: Distribución de refuerzo transversal en un muro estructural, Jack Moehle. ....          | 75 |
| Figura 20: Configuración inicial del proyecto. ....                                                | 76 |
| Figura 21: Definición del material. ....                                                           | 77 |
| Figura 22: Dimensiones de la columna. ....                                                         | 78 |
| Figura 23: Información de refuerzo de la columna. ....                                             | 79 |
| Figura 24: Inercia agrietada de la columna.....                                                    | 79 |
| Figura 25: Información de refuerzo de la viga.....                                                 | 80 |
| Figura 26: Inercia agrietada de la viga. ....                                                      | 81 |
| Figura 27: Losa en dos direcciones. ....                                                           | 82 |
| Figura 28: Muro estructural. ....                                                                  | 82 |
| Figura 29: Asignación de los Insertion points a las vigas.....                                     | 83 |

|                                                                                                 |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 30: Discretización de los elementos de área.....                                         | 84  |
| Figura 31: Vista en x-y de la última planta del edificio.....                                   | 85  |
| Figura 32: Vista en x-z del edificio.....                                                       | 86  |
| Figura 33: Vista y-z del edificio.....                                                          | 86  |
| Figura 34: Vista 3-D del edificio.....                                                          | 87  |
| Figura 35: Verificación de la conexión entre los elementos perimetrales y las vigas. ....       | 87  |
| Figura 36: Patrones de carga.....                                                               | 88  |
| Figura 37: Coeficiente de corte. ....                                                           | 89  |
| Figura 38: Definición del espectro de diseño.....                                               | 89  |
| Figura 39: Definición del caso de carga ECUX.....                                               | 90  |
| Figura 40: Definición del caso de carga ECUY.....                                               | 91  |
| Figura 41: Asignación de carga muerta.....                                                      | 92  |
| Figura 42: Asignación de carga viva. ....                                                       | 93  |
| Figura 43: Definición de los parámetros de análisis.....                                        | 94  |
| Figura 44: Definición de los parámetros para obtener la deformada según el tipo de carga.<br>94 |     |
| Figura 45: Deformada del edificio con la carga ECUX.....                                        | 95  |
| Figura 46: Parámetros de diseño para obtener los resultados en SAP2000.....                     | 96  |
| Figura 47: Diagramas de momento por carga muerta en una viga aleatoria. ....                    | 96  |
| Figura 48: Asignación de grupos.....                                                            | 97  |
| Figura 49: Definición de los section cuts.....                                                  | 98  |
| Figura 50: Parámetros para obtener la tabla de resultados en los section cuts. ....             | 99  |
| Figura 51: Sección transversal de la viga diseñada.....                                         | 102 |
| Figura 52: Detallamiento del refuerzo transversal de la viga diseñada.....                      | 103 |
| Figura 53: Sección transversal de la columna diseñada. ....                                     | 105 |
| Figura 54: Diagrama de iteración de la columna diseñada. ....                                   | 105 |
| Figura 55: Detallamiento del refuerzo transversal de la columna.....                            | 107 |
| Figura 56: Sección transversal del muro estructural diseñado.....                               | 111 |
| Figura 57: Diagrama de iteración del muro estructural diseñado.....                             | 111 |
| Figura 58: Diagrama de iteración del muro estructural diseñado.....                             | 114 |

## 1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería civil ha evolucionado significativamente a lo largo del tiempo, impulsando mejoras continuas en las metodologías de diseño y en las herramientas que asisten a los profesionales en la creación de modelos estructurales más precisos, minimizando los errores humanos al considerar las fuerzas internas y externas que afectan las estructuras. En este contexto, el presente trabajo se enfoca en el diseño estructural de un edificio de 8 pisos de hormigón armado, mediante programación en Excel utilizando Visual Basic para Aplicaciones (VBA) con el objetivo de automatizar los cálculos.

El propósito es desarrollar una herramienta técnica que facilite y optimice el diseño de elementos estructurales, como columnas, vigas, muros y conexiones viga-columna, considerando tanto las fuerzas de corte como de flexión. Este proyecto se lleva a cabo en conformidad con los lineamientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) y el American Concrete Institute (ACI 318-19), que proporcionan el marco regulatorio para garantizar un diseño estructural seguro y eficiente.

El tema de este trabajo surge de la creciente necesidad de herramientas que reduzcan el error humano y aceleren el proceso de diseño estructural en Ecuador. Los cálculos manuales, si bien son confiables, pueden ser laboriosos y propensos a errores, especialmente en proyectos complejos. Con el aumento de la urbanización en las ciudades ecuatorianas y la importancia de la infraestructura resistente a sismos, la optimización del proceso de diseño se vuelve fundamental. El hormigón armado sigue siendo el material de construcción más utilizado en el país por su

asequibilidad, durabilidad y propiedades estructurales, lo que hace que este proyecto sea de gran relevancia para ingenieros y empresas constructoras locales.

Algunos términos clave que se abordarán a lo largo de este trabajo son:

- **Cortante basal:** Fuerza horizontal total en la base de una estructura, resultante de fuerzas sísmicas.
- **Espectro de diseño:** Gráfico que representa la respuesta máxima de una estructura ante movimientos sísmicos.
- **Conexión viga-columna:** Punto de intersección entre vigas y columnas, crucial para garantizar la integridad estructural.
- **Sistema dual:** Sistema estructural que combina pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales para resistir fuerzas sísmicas.

Este proyecto es relevante no solo en el ámbito de la ingeniería civil y estructural, sino también en el contexto ecuatoriano, donde el diseño sismo-resistente es una prioridad. La herramienta automatizada y desarrollada a lo largo de este trabajo permitirá a los ingenieros optimizar sus diseños y asegurar el cumplimiento con las normas regulatorias, contribuyendo a prácticas de construcción más seguras y eficientes. En las siguientes secciones, se expondrá el desarrollo teórico del proyecto, seguido por los resultados obtenidos mediante la metodología aplicada en la programación de VBA. Además, se aplicará la herramienta a un caso académico de un edificio de 8 pisos, y se detallará el proceso de modelado estructural realizado en SAP2000, proporcionando una explicación detallada de los cálculos estructurales involucrados.

## **2. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL TEMA**

### **2.1 OBJETIVO GENERAL**

Desarrollar un análisis y diseño integral de los elementos estructurales de un edificio, incluyendo vigas, columnas y muros, garantizando que cumplan con los requisitos normativos para soportar cargas verticales, horizontales y eventos sísmicos. El proyecto contempla la utilización de software especializado de ingeniería estructural para optimizar el diseño, realizar simulaciones precisas y elaborar una memoria de cálculo automatizada que facilite el diseño a flexión y corte de los elementos estructurales y sus conexiones, asegurando eficiencia y precisión en el proceso.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar el análisis y diseño estructural de las vigas, asegurando su capacidad para soportar cargas verticales y horizontales según las normativas aplicables.
- Diseñar columnas que proporcionen estabilidad y resistencia adecuada a la estructura frente a cargas combinadas y eventos sísmicos.
- Elaborar el diseño de muros estructurales que contribuyan a la rigidez lateral del edificio y a la distribución eficiente de cargas.
- Utilizar software especializado de ingeniería estructural para optimizar el diseño y realizar simulaciones precisas.
- Elaborar una memoria de cálculo automatizada para el diseño a flexión y a corte de las vigas, columnas, muros y conexiones.

### **3. LENGUAJE DE PROGRAMACIÓN PARA LA MEMORIA TÉCNICA**

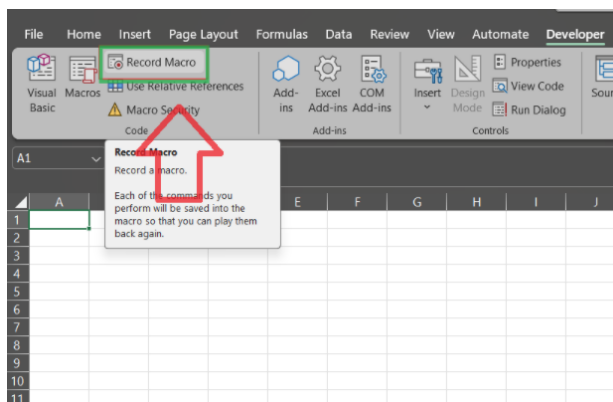
#### **3.1 VENTAJAS DE LAS MACROS**

La memoria técnica fue desarrollada en Excel utilizando Visual Basic para Aplicaciones (VBA), lo que permitió la creación de macros personalizadas en cada una de las hojas de cálculo. Estas macros son fundamentales para automatizar procesos repetitivos, simplificando la ejecución de tareas que de otro modo requerirían mucho tiempo y esfuerzo manual. Gracias al uso del lenguaje de programación VBA, es posible realizar operaciones complejas como formatear grandes volúmenes de datos, generar reportes automatizados, realizar cálculos avanzados, importar y exportar información de manera eficiente, crear gráficos dinámicos y ejecutar análisis de datos en tiempo real. Este enfoque mejora notablemente la precisión y la productividad en el manejo de datos.

#### **3.2 FORMAS DE DESARROLLAR UNA MACRO EN EXCEL**

Existen dos formas principales de desarrollar macros: mediante grabación o a través de la escritura de código. Las macros grabadas se crean al seleccionar la opción "Record Macro" en la barra de herramientas de Excel, lo que permite al usuario registrar sus acciones en la hoja de cálculo para replicarlas automáticamente en futuras ejecuciones. Si bien este método es rápido y accesible para usuarios sin experiencia en programación, presenta importantes limitaciones. Las macros grabadas son rígidas y no pueden adaptarse fácilmente a cambios en las operaciones. Por

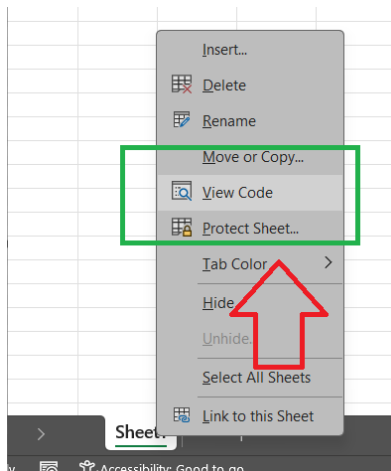
ejemplo, si los datos o los parámetros del proceso cambian, la macro grabada no será capaz de manejar esas modificaciones de manera eficiente. En proyectos grandes y complejos, este enfoque suele ser insuficiente, ya que no permite la personalización ni la flexibilidad necesaria para resolver problemas avanzados. A continuación, se presenta una imagen donde se puede visualizar el icono para grabar una macro:



**Figura 1: Icono de grabación de macros.**

Por otro lado, escribir macros en VBA proporciona un mayor control y personalización sobre las tareas automatizadas, aunque requiere un conocimiento técnico más avanzado. Al utilizar un código escrito, el usuario puede crear soluciones más flexibles y ajustadas a las necesidades específicas del proyecto. Para acceder al entorno de programación de Visual Basic, el usuario puede hacer clic derecho sobre el nombre de la hoja de trabajo y seleccionar la opción "View Code", lo que abrirá el editor de VBA. Este entorno está organizado para facilitar la programación, con una ventana principal en blanco donde se pueden escribir el código y los comentarios, así como barras de herramientas ubicadas en la parte izquierda y superior de la pantalla. Estas barras contienen una variedad de herramientas útiles para la creación, depuración y edición de macros, permitiendo al usuario definir variables, realizar bucles, condiciones, y manejar eventos de manera

más avanzada. Gracias a esta flexibilidad, es posible desarrollar soluciones complejas que se adapten a cambios en los datos y las operaciones, lo que resulta crucial en proyectos de gran envergadura. A continuación, se presenta una figura que muestra cómo acceder al entorno de programación en Excel:



**Figura 2: Icono de Excel para acceder a la hoja de programación de VBA.**

### 3.3 CONCEPTOS BÁSICOS DE VISUAL BASIC FOR APPLICATIONS

Es fundamental que la persona que trabaje con VBA comprenda ciertos conceptos básicos de programación para aprovechar al máximo su potencial. VBA sigue un modelo jerárquico de objetos, donde la aplicación Excel se sitúa en la cúspide, seguida por los libros de trabajo, las hojas de cálculo, y finalmente los objetos más específicos, como celdas, columnas y filas. Esta estructura jerárquica permite al usuario interactuar de manera precisa con cualquier parte del archivo, desde la manipulación de una única celda hasta el control de operaciones más complejas que involucren varios libros de trabajo.

En este proyecto, se emplearon dos tipos principales de macros: subrutinas (Sub) y funciones (Function). Las subrutinas son procedimientos que ejecutan una secuencia de instrucciones sin devolver un valor, mientras que las funciones permiten realizar cálculos o manipular datos y luego devolver un resultado inmediatamente. En ambos casos, es crucial la correcta definición de variables, ya que estas pueden representar desde celdas individuales hasta rangos o incluso hojas de cálculo completas, y el tipo de variable debe seleccionarse de acuerdo con la naturaleza de los datos que manejarán. Los tipos de variables más comunes en VBA incluyen Variant, Integer, Single, Double, Long y Byte. La elección del tipo adecuado no solo mejora la claridad del código, sino que también optimiza el rendimiento del computador, ya que cada tipo de variable tiene sus características y limitaciones, como la capacidad para almacenar enteros, decimales o cadenas de texto.

### **3.4 DESCRIPCIÓN DEL CÓDIGO USADO EN LA MEMORIA DE CÁLCULO**

El código VBA implementado en este proyecto hace uso de estructuras de control fundamentales como los bucles (For, Do While) y las condicionales (If...Then...Else). Estas herramientas fueron esenciales para automatizar tareas más complejas, permitiendo la ejecución repetida de cálculos o la toma de decisiones en función de condiciones específicas. La combinación de estas estructuras garantiza que las operaciones dentro de la memoria de cálculo se realicen de manera ordenada y eficiente, lo que resulta crítico en proyectos donde la precisión y el ahorro de tiempo son factores clave.

### 3.5 USO DE CHAT GPT PARA MEJORAR LAS MACROS

Un aspecto innovador de este proyecto fue la integración de Inteligencia Artificial (IA), concretamente a través de ChatGPT, para mejorar el proceso de programación. La IA no solo facilitó la generación de códigos a partir de instrucciones claras, sino que también refinó y optimizó los códigos existentes. Esto resultó en una mayor eficiencia en varias rutinas y funciones, como la optimización de bucles y condicionales, lo que redujo significativamente el uso de recursos computacionales. Es importante destacar que la elección del tipo de variable, como Variant frente a Double, puede tener un impacto considerable en el consumo de memoria y la velocidad de ejecución del código. Gracias a la IA, fue posible identificar y automatizar mejoras en este aspecto, optimizando la gestión de recursos y garantizando un rendimiento óptimo del equipo, lo cual es crucial en proyectos a gran escala.

### 3.6 DESCRIPCIÓN DE LA MEMORIA DE CALCULO

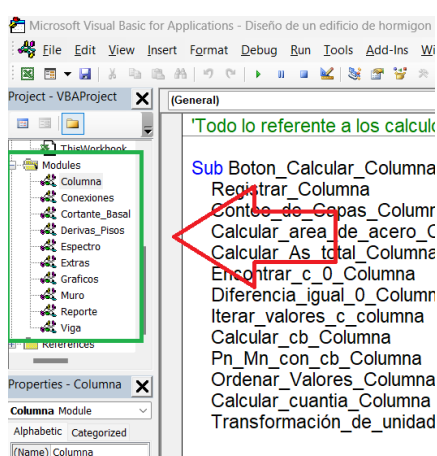
La memoria técnica de diseño de la estructura consta de 10 hojas, cada una con su respectivo modulo, y los botones necesarios para que las macros funcionen adecuadamente. Las hojas de cálculos desarrolladas son las siguientes:

- **Datos iniciales:** Permite al usuario ingresar las características principales del edificio, como ubicación, tipo de estructura, altura, número de pisos, zona sísmica, categoría, tipo de suelo, irregularidades en planta y elevación, cargas axiales y momentos flectores sobre columnas y muros, entre otros datos fundamentales para el diseño.

- **Espectro de diseño:** Detalla los factores utilizados en el cálculo del espectro elástico e inelástico del edificio, basados en la información de la hoja de Datos iniciales.
- **Cortante Basal:** Calcula el factor sísmico necesario para modelar la estructura en programas como SAP2000 o ETABS, así como el cortante basal total. Determina si el cortante calculado por el software debe ser escalado y distribuye las fuerzas sísmicas laterales por piso.
- **Derivas de piso inelásticas:** Calcula las derivas de piso inelásticas a partir de los desplazamientos que la estructura sufre debido a las fuerzas sísmicas.
- **Columna:** Permite al usuario ingresar las propiedades geométricas y mecánicas de la columna. Al presionar "Calcular Columna", se despliegan los resultados del análisis a flexión y corte.
- **Viga:** Similar a la hoja de columnas, permite ingresar propiedades mecánicas de la viga, ofreciendo recomendaciones preliminares de dimensiones geométricas. Luego, el usuario puede realizar el análisis a flexión y corte al presionar "Calcular Viga".
- **Conexión:** Calcula la conexión viga-columna tanto a flexión como a corte. Verifica la relación de carga axial en la columna, los requisitos de confinamiento, etc.
- **Muro:** Permite ingresar los datos geométricos y mecánicos del muro estructural. Al presionar "Calcular Muro", se muestran los resultados del análisis a flexión y corte.
- **Códigos:** Esta hoja contiene información de soporte que no es visible para el usuario, pero es fundamental para el correcto funcionamiento de las macros.

Cabe mencionar que, en el desarrollo de esta memoria de cálculo, se implementaron varios módulos en VBA que automatizan y optimizan diferentes procesos en las hojas de cálculo de

Excel tal cual se muestra en la figura 3. Cada módulo fue diseñado con el propósito de ejecutar cálculos específicos, tales como la selección de valores, la aplicación de fórmulas estructurales y la organización de datos. Estos módulos permiten agilizar las tareas repetitivas y asegurar la precisión de los resultados obtenidos. Para cada hoja de cálculo, se creó un módulo correspondiente, encargado de realizar los cálculos necesarios y facilitar el manejo eficiente de grandes volúmenes de datos.



**Figura 3: Módulos creados en VBA.**

Las macros se han consolidado como herramientas de gran utilidad en diversos campos debido a la accesibilidad de su lenguaje de programación, que resulta más sencillo en comparación con lenguajes avanzados como MATLAB o Python. Esta simplicidad permite a los usuarios automatizar tareas complejas sin necesidad de un conocimiento técnico profundo en programación, facilitando su adopción en entornos técnicos y profesionales. En las secciones siguientes de este proyecto, se abordarán de manera teórica los conceptos clave empleados en el desarrollo de cada componente técnico de la memoria de cálculo, destacando su integración con el software SAP2000 para optimizar los análisis estructurales y la automatización de procesos.

## **4. ESPECTRO SÍSMICO DE RESPUESTA**

### **4.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL**

El edificio de hormigón armado fue modelado en el programa SAP2000 utilizando un análisis modal espectral para determinar su respuesta dinámica bajo excitaciones sísmicas. Este método se basa en el principio de superposición modal, lo que significa que se descompone la respuesta sísmica del edificio en sus modos de vibración naturales. A través del análisis modal, se identifican las frecuencias naturales y las formas modales de la estructura, que luego se combinan mediante un espectro de respuesta de aceleración proporcionado por normativas sísmicas.

Cabe destacar que el análisis modal espectral es ideal para modelar la respuesta sísmica porque considera los modos de vibración más relevantes, permitiendo determinar desplazamientos, fuerzas internas y cortantes en cada nivel del edificio. Este enfoque permite obtener resultados precisos en términos de la distribución de fuerzas sísmicas en los pisos del edificio, tomando en cuenta la frecuencia de vibración y la masa de la estructura.

En los siguientes párrafos se detallará como se diseña el espectro elástico para un proyecto, sin embargo, las ecuaciones que se presentan son aptas para edificaciones con una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

## 4.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

La zonificación sísmica en Ecuador se divide en seis zonas, cada una caracterizada por un nivel específico de peligro sísmico, al cual se le asigna un valor del factor Z. Esta clasificación está detallada en la tabla 1.

| Zona sísmica                        | I          | II   | III  | IV   | V    | VI          |
|-------------------------------------|------------|------|------|------|------|-------------|
| Valor factor Z                      | 0.15       | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | $\geq 0.50$ |
| Caracterización del peligro sísmico | Intermedia | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy alta    |

**Tabla 1: Valores del factor Z (NEC, 2015).**

## 4.3 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

En lo que respecta a las características del suelo, la NEC 2015 define seis tipos de suelo, categorizados desde la letra A hasta la F. El tipo A representa los suelos con las mejores propiedades mecánicas, mientras que el tipo F incluye aquellos con las propiedades más deficientes. En la tabla 2, se determina el coeficiente de amplificación sísmica para períodos cortos ( $F_a$ ), específico para cada tipo de suelo y zona sísmica. Asimismo, la tabla 3 establece el factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta para diseño en roca ( $F_d$ ). Además, la tabla 4 define el factor que considera el comportamiento no lineal de los suelos ( $F_s$ ).

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z                                                                                    |      |      |      |      |      |
|-----------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|
|                             | I                                                                                                          | II   | III  | IV   | V    | VI   |
|                             | 0.15                                                                                                       | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A                           | 0.9                                                                                                        | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  |
| B                           | 1                                                                                                          | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    |
| C                           | 1.4                                                                                                        | 1.3  | 1.25 | 1.23 | 1.2  | 1.18 |
| D                           | 1.6                                                                                                        | 1.4  | 1.3  | 1.25 | 1.2  | 1.12 |
| E                           | 1.8                                                                                                        | 1.4  | 1.25 | 1.1  | 1.0  | 0.85 |
| F                           | Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a> |      |      |      |      |      |

**Tabla 2: Tipo de suelo y factores de sitio  $F_a$  (NEC, 2015).**

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z                                                         |      |      |      |      |      |
|-----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|
|                             | I                                                                               | II   | III  | IV   | V    | VI   |
|                             | 0.15                                                                            | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A                           | 0.9                                                                             | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  | 0.9  |
| B                           | 1                                                                               | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    |
| C                           | 1.36                                                                            | 1.28 | 1.19 | 1.15 | 1.11 | 1.06 |
| D                           | 1.62                                                                            | 1.45 | 1.36 | 1.28 | 1.19 | 1.11 |
| E                           | 2.1                                                                             | 1.75 | 1.7  | 1.65 | 1.6  | 1.5  |
| F                           | Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 |      |      |      |      |      |

**Tabla 3: Tipo de suelo y factores de sitio  $F_d$  (NEC, 2015).**

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z                                                         |      |      |      |      |      |
|-----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|
|                             | I                                                                               | II   | III  | IV   | V    | VI   |
|                             | 0.15                                                                            | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A                           | 0.75                                                                            | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| B                           | 0.75                                                                            | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| C                           | 0.85                                                                            | 0.94 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 |
| D                           | 1.02                                                                            | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 |
| E                           | 1.5                                                                             | 1.6  | 1.7  | 1.8  | 1.9  | 2    |
| F                           | Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4 |      |      |      |      |      |

**Tabla 4: Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico  $F_s$  (NEC, 2015).**

Es crucial señalar que para los suelos tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$ , ni  $F_s$  en las tablas mencionadas, ya que, según la sección 10.5.4 de la NEC 2015, estos suelos requieren estudios especializados para su correcta caracterización.

#### 4.4 ECUACIONES PARA DISEÑAR EL ESPECTRO SÍSMICO DE RESPUESTA

Es importante conocer que  $T_0$  y  $T_c$  son los periodos límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones, lo cual representa el sismo de diseño, y se calcula a partir de las siguientes expresiones:  $T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$  y  $T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$ . Otro aspecto para considerar es la razón entre la aceleración espectral  $S_a$  y el PGA para el periodo de retorno seleccionado ( $\eta$ ), en donde la norma que rige en Ecuador menciona que dependiendo del lugar se debe usar distintos valores  $\eta$ , es decir en la provincia de la Costa se usa 1.8, en la provincia de la Sierra, en la zona Insular (Galápagos) y en Esmeraldas se usa 2.48, mientras que en el Oriente se usa 2.60.

Con respecto al factor  $r$  usado en el espectro de diseño elástico se tomó en cuenta que, si el suelo del proyecto es de tipo A, B, C, o D entonces  $r$  debe ser igual a 1, pero si el proyecto presenta un suelo tipo E entonces  $r$  es 1.5. Además, cuando los periodos ( $T$ ) son menores o iguales a  $T_0$ , se debe considerar la siguiente ecuación para obtener el espectro de respuesta elástico de aceleraciones ( $S_a$ ):  $S_a = Z * F_a * [1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_0}]$ , sin embargo, cuando los periodos ( $T$ ) son mayores a  $T_0$  y menores o iguales a  $T_c$  entonces se usa la siguiente ecuación:  $S_a = \eta * Z * F_a$ , y para los periodos ( $T$ ) que son mayores a  $T_c$  se usa:  $S_a = \eta * Z * F_a * (\frac{T_c}{T})^r$ .

#### **4.5 DISEÑO DEL ESPECTRO SÍSMICO DE RESPUESTA PARA EL EDIFICIO DE EJEMPLO**

El diseño de un edificio de hormigón armado requiere calcular las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura, considerando factores como la ubicación geográfica, el número de pisos, y otros aspectos importantes que se detallarán a lo largo de este proyecto.

El edificio propuesto es un ejemplo académico, cuya ubicación se asume en la ciudad de Quito, provincia de Pichincha, Ecuador. La estructura será diseñada utilizando sistemas especiales duales de hormigón armado. Por lo tanto, se empleará pórticos especiales sismo-resistentes con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado. El edificio constará de 8 pisos, con una altura de entrepiso de 2.7 m, lo que resulta en una altura total del edificio de 21.6 m con un peso total de 7197.168 Tf.

El espectro de respuesta sísmica utilizado se basó en los parámetros del sitio del proyecto, incorporando las características del suelo y la peligrosidad sísmica de la región. El análisis permite obtener los cortantes de piso, los desplazamientos máximos y los momentos en vigas y columnas, esenciales para el diseño de la estructura. La clasificación del edificio de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC 2015) es considerado como "Otras estructuras", porque el edificio al ser de uso residencial no está dentro de las categorías de edificaciones esenciales y peor aún de estructuras de ocupación especial. La zona sísmica de Quito es IV lo cual hace que la caracterización del peligro sísmico sea Alta. El tipo de suelo que se consideró es de tipo C, y con respecto a las irregularidades de planta y elevación se identificó que la estructura no consta con

ninguna de estas irregularidades. A continuación, se muestra una tabla de la memoria de cálculo que se encuentra en la hoja “Datos Iniciales”, en la cual se debe insertar la información previamente descrita:

| Diseño de un Edificio de hormigón armado |                                                                                                                                                                     |
|------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Informacion general                      |                                                                                                                                                                     |
| Región                                   | Sierra                                                                                                                                                              |
| Provincia                                | Pichincha                                                                                                                                                           |
| Ciudad                                   | Quito                                                                                                                                                               |
| Informacion específica                   |                                                                                                                                                                     |
| Tipo de Estructura                       | Sistemas especiales duales de hormigón armado                                                                                                                       |
| Tipo de sistema estructural dúctil       | Pórticos especiales que son sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras |
| Altura entrepiso (m)                     | 2.7                                                                                                                                                                 |
| Número de pisos                          | 8                                                                                                                                                                   |
| Altura del edificio (m)                  | 21.6                                                                                                                                                                |
| Peso de la estructura (Tf)               | 7197.168                                                                                                                                                            |
| Parámetros para espectro de diseño       |                                                                                                                                                                     |
| Categoría de edificio                    | Otras estructuras                                                                                                                                                   |
| Zona Sísmica                             | IV                                                                                                                                                                  |
| Caracterización peligro sísmico          | Alta                                                                                                                                                                |
| Tipo de suelo                            | C                                                                                                                                                                   |
| Irregularidad en planta                  | No                                                                                                                                                                  |
| Irregularidad en elevación               | No                                                                                                                                                                  |

**Tabla 5: Datos iniciales.**

En las tablas 6 y 7 se coloca los factores explicados en el apartado 4. Espectro Sísmico de Respuesta, pero con los respectivos valores para el caso de estudio de este proyecto:

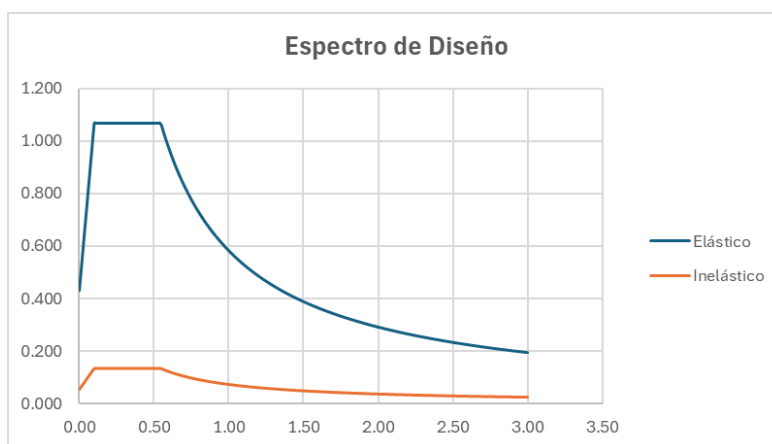
| Parámetros    |           |
|---------------|-----------|
| Región        | Sierra    |
| Provincia     | Pichincha |
| Ciudad        | Quito     |
| Zona Sísmica  | IV        |
| Z             | 0.35 g    |
| Tipo de suelo | C         |
| n             | 2.48      |
| r             | 1         |

**Tabla 6: Parámetros iniciales.**

| Factores generales |         |
|--------------------|---------|
| Fa                 | 1.23    |
| Fd                 | 1.15    |
| Fs                 | 1.06    |
| To                 | 0.10    |
| Tc                 | 0.55    |
| Z*Fa               | 0.4305  |
| n*Z*Fa             | 1.06764 |

**Tabla 7: Factores generales para el espectro de diseño.**

Con estos valores y la información previamente explicada, se procedió a graficar el espectro de respuesta elástico e inelástico en la memoria de cálculo en la hoja: “Espectro de Diseño”. A continuación, se presenta una figura con el espectro de diseño elástico e inelástico:



**Figura 4: Espectro de Diseño.**

## 5. CORTANTE BASAL

### 5.1 FACTORES DE REDUCCIÓN

A continuación, se explican los factores de reducción utilizados para calcular el cortante basal en una estructura. Estos coeficientes de configuración estructural dependen de si la estructura presenta o no alguno de los casos descritos en las figuras 5 y 6. Dichos coeficientes están principalmente relacionados con las irregularidades que la estructura pueda presentar tanto en planta como en elevación.

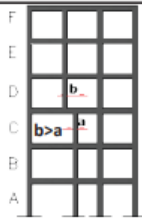
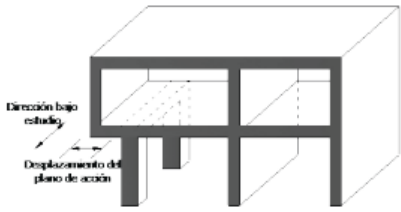
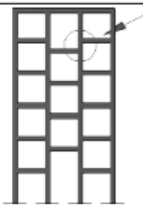
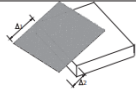
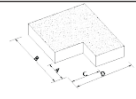
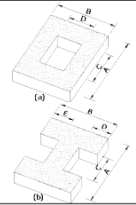
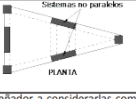
| IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |                                                                                     | IRREGULARIDADES EN PLANTA                                                                                                                                                                                                                                                               |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b><br>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.                     |   | <b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b><br><br>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente. |
| <b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b><br>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% 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). |  |                                                                                                                                                                                                     |
| <b>Columna corta</b><br>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.                                                                                                                                                                                                                                          |  |                                                                                                                                                                                                                                                                                         |

Figura 5: Irregularidades en Elevación (NEC, 2015).

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                                                                                    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| <p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b><br/> <math>\phi_w=0.9</math><br/> <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>                                                             |  |
| <p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_w=0.9</math><br/> <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>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.</p>                                                                                                              |  |
| <p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b><br/> <math>\phi_w=0.9</math><br/> a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math><br/> b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>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.</p> |  |
| <p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b><br/> <math>\phi_w=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |  |
| <p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                                                                                    |

**Figura 6: Irregularidades en Planta (NEC, 2015).**

## 5.2 ECUACIÓN PARA CALCULAR EL CORTANTE BASAL

Para evaluar si una estructura es irregular en elevación, se puede consultar la tabla 5. No obstante, en la tabla 11 de la sección 5.2 de la NEC 2015, también se describen los criterios que permiten considerar una estructura como regular.

Por ejemplo, en una estructura regular, la altura de entrepiso y la configuración vertical de los sistemas aporticados son constantes en todos los niveles. Asimismo, si la estructura presenta muros estructurales, las dimensiones de estos deben mantenerse uniformes a lo largo de la altura del edificio. Si estas condiciones no se cumplen y la estructura coincide con los parámetros de la tabla 5, entonces se clasifica como irregular en elevación. En este caso, deben prestarse especial atención

a efectos como la aparición de columnas cortas o pisos débiles. En términos de coeficientes, si la estructura es regular en elevación, el valor del coeficiente es 1; si es irregular, el coeficiente es 0.9.

Por otro lado, las irregularidades en planta también son cruciales en el diseño estructural. La tabla 6 menciona varios efectos, como las irregularidades por torsión, retrocesos excesivos en las esquinas, discontinuidades en el sistema de piso o ejes estructurales no paralelos. Si la estructura es regular en planta, el coeficiente es 1; si es irregular, el coeficiente es 0.9.

Entonces, los coeficientes de configuración estructural, ya sea por irregularidades en planta o en elevación, ajustan el valor del cortante de diseño con el fin de mejorar la resistencia de la estructura. No obstante, es importante tener en cuenta que estos ajustes no evitan un comportamiento sísmico deficiente si la estructura no está bien diseñada. Por lo tanto, siempre que sea posible, es preferible evitar la presencia de irregularidades en la estructura.

Para calcular el cortante basal o la fuerza horizontal en la base de la estructura como resultado de las fuerzas sísmicas se usa la siguiente expresión:  $V = \frac{I * S_a * T_a}{R * \phi_p * \phi_E} * W$ .

Donde:

- I es el coeficiente de importancia y se lo considera con el fin de incrementar la demanda sísmica de diseño para las estructuras, entonces si se revisa la sección 4.1 de la NEC 2015 o la tabla 8 de este documento, se especifica que cuando una edificación es considerada como esencial es decir que se trata de un hospital, clínica, centros de salud, etc., I debe ser igual a 1.5, pero si la estructura es de ocupación especial como museos, iglesias, escuelas, etc., I es 1.3, y si se trata de otras estructuras I es 1.

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

**Tabla 8: Coeficiente de importancia I (NEC 2015).**

- R es el factor de reducción de resistencia sísmica, para lo cual es necesario revisar la sección 6.3.4 de la NEC 2015 y básicamente el factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, sin embargo, esta reducción se da solo si las estructuras y sus conexiones se diseñan para un mecanismo de falla previsible es decir deben presentar una ductilidad adecuada. Entonces R depende básicamente del tipo de estructura, del tipo de suelo, del periodo de vibración considerado y de factores como la ductilidad, la sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento. Entonces dependiendo del caso de la estructura R puede variar entre 8 y 3.
- W es la carga sísmica reactiva que en casos generales W es igual a la carga muerta total de la estructura, pero existen otros casos como bodegas o almacenaje en donde se debe revisar lo especificado en la sección 6.1.7 de la NEC 2015.

Por lo tanto, la ecuación presentada para calcular el cortante basal permite dimensionar adecuadamente la resistencia sísmica de la estructura, ajustando los valores según el tipo de edificación y las condiciones del proyecto.

### 5.3 FACTOR SÍSMICO PARA MODELAR LA ESTRUCTURA CON EL MÉTODO DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Cabe mencionar que para poder modelar la estructura por medio de un análisis modal espectral se debe considerar el factor sísmico que es igual a  $\frac{I * S_a * T_a}{R * \phi_p * \phi_E} * g$ , en donde  $g$  es la gravedad y dependiendo de las unidades en que se trabaje puede variar este valor sin embargo para este proyecto se usó el valor clásico de  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

### 5.4 CORTANTE BASAL MÍNIMO

Se debe calcular el cortante mínimo que debería experimentar la estructura el cual se lo calcula con la siguiente ecuación:  $V_{\text{mínimo}} = 0.8 * V$ ; una vez encontrado este valor se debe analizar con el cortante calculado por el programa SAP2000, entonces si el cortante mínimo calculado con la expresión mostrada es menor al cortante calculado por SAP2000, el cortante del programa no debe ser escalado, sin embargo, si se da el caso contrario se lo debe escalar para que el modelo al menos contemple el cortante mínimo.

### 5.5 CÁLCULOS DE CORTANTE BASAL PARA EL EDIFICIO DE EJEMPLO

En las siguientes tablas se podrá apreciar los datos usados ingresados en la memoria de cálculo en la hoja “Cortante Basal”, para calcular el cortante en la estructura tomando en cuenta los factores previamente explicados:

| Datos Generales             |                                               |
|-----------------------------|-----------------------------------------------|
| Tipo de Estructura          | Sistemas especiales duales de hormigón armado |
| Especificaciones Estructura | La estructura presenta muros estructurales    |
| Número de Pisos             | 8                                             |
| Altura de Entrepiso         | 2.7                                           |
| Altura total de Edificio    | 21.6                                          |

**Tabla 9: Datos generales**

| Periodo de la Estructura |       |
|--------------------------|-------|
| Ct                       | 0.055 |
| Altura del edificio (m)  | 21.6  |
| $\alpha$                 | 0.9   |
| Ta [s]                   | 0.87  |

**Tabla 10: Periodo de la estructura**

| Datos Cortante Basal       |          |
|----------------------------|----------|
| Sa                         | 0.669    |
| Peso de la estructura (Tf) | 7197.168 |
| R                          | 8        |
| $\phi_P$                   | 1        |
| $\phi_E$                   | 1        |
| I                          | 1        |

**Tabla 11: Datos Cortante Basal (Factores de reducción)**

| Cortante Basal                            |             |
|-------------------------------------------|-------------|
| Factor sísmico (análisis modal espectral) | 0.820       |
| V (Tf)                                    | 601.7810684 |
| V (Tf) mínimo                             | 481.4248547 |

**Tabla 12: Cortante Basal**

## 5.6 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

Es importante la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales que se asemeja a una distribución lineal, sin embargo, para el presente caso no se considera un procedimiento tan detallado con bases en conceptos dinámicos, sino que las fuerzas laterales totales deben ser distribuidas en la altura de la estructura por medio de las siguientes expresiones:  $V = \sum_{i=1}^n F_i$ ,  $V_x =$

$\sum_{i=1}^n F_i, F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} * V$ , en donde  $V$  es el cortante en la base de la estructura,  $V_x$  es el cortante

total en el piso  $x$  de la edificación,  $F_i$  es la fuerza lateral aplicada en el piso  $i$  de la estructural,  $F_x$  es la fuerza lateral aplicada en el piso  $x$  de la estructura,  $n$  es el numero de pisos de la estructura,  $w_x$  es el peso asignado al piso o nivel  $x$  de la estructura, siendo una fracción de fracción de la carga viva correspondiente,  $w_i$  es el peso asignado al piso  $i$ ,  $h_x$  es la altura que tiene el piso  $x$ ,  $h_i$  es la altura del piso  $i$  y  $k$  es el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura el cual se especifica en la tabla 13.

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

**Tabla 13: Coeficiente k (NEC 2015).**

En la tabla 13, se puede apreciar cómo se calculó la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales para el edificio de ejemplo:

| Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales |               |        |         |                 | K        | 1.185           |
|-----------------------------------------------------|---------------|--------|---------|-----------------|----------|-----------------|
| Piso                                                | Entrepiso [m] | Hi [m] | Wi [kg] | Hi*K*Wi         | Cv [%]   | FE              |
| 8                                                   | 2.7           | 21.6   | 899.646 | 34308.31        | 0.239874 | 0.196757        |
| 7                                                   | 2.7           | 18.9   | 899.646 | 29287.27        | 0.204768 | 0.167961        |
| 6                                                   | 2.7           | 16.2   | 899.646 | 24397.59        | 0.170581 | 0.139919        |
| 5                                                   | 2.7           | 13.5   | 899.646 | 19657           | 0.137436 | 0.112732        |
| 4                                                   | 2.7           | 10.8   | 899.646 | 15089.64        | 0.105503 | 0.086538        |
| 3                                                   | 2.7           | 8.1    | 899.646 | 10730.66        | 0.075026 | 0.06154         |
| 2                                                   | 2.7           | 5.4    | 899.646 | 6636.793        | 0.046403 | 0.038062        |
| 1                                                   | 2.7           | 2.7    | 899.646 | 2919.024        | 0.020409 | 0.01674         |
|                                                     |               |        |         | <b>143026.3</b> | <b>1</b> | <b>0.820249</b> |

**Tabla 14: Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.**

## **6. DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS**

### **6.1 IMPORTANCIA DE LAS DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS**

Las derivas de piso inelásticas juegan un papel fundamental en el control y monitoreo preciso de las deformaciones que una estructura puede llegar a experimentar cuando es sometida a fuerzas laterales, como las ocasionadas por movimientos sísmicos. Estas deformaciones inelásticas son especialmente relevantes porque representan el comportamiento real de la estructura más allá de su rango elástico, es decir, cuando los materiales han superado su límite de elasticidad y comienzan a experimentar deformaciones permanentes. Este fenómeno es crucial en condiciones sísmicas, ya que permite evaluar cómo la estructura responderá en situaciones extremas, proporcionando una medida crítica de seguridad y resistencia.

Por lo tanto, es esencial que en todo diseño estructural se considere detenidamente el análisis de las derivas inelásticas para verificar que la estructura no solo sea capaz de soportar las fuerzas sísmicas, sino que lo haga dentro de los márgenes de seguridad establecidos por las normativas vigentes. En el caso de Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 establece criterios rigurosos para garantizar que las derivas de piso se mantengan dentro de límites aceptables, de modo que la estructura cumpla con los requisitos de seguridad y funcionalidad tras un evento sísmico significativo. Incorporar este análisis asegura que la estructura no solo proteja la vida de sus ocupantes, sino que también minimice daños irreparables.

## 6.2 ECUACIONES PARA CALCULAR LAS DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS

Para calcular las derivas de piso se debe tomar en cuenta la siguiente expresión:

$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E * 100\%$ , en donde R es el factor de reducción de resistencia que ya se mencionó en el apartado 5 de este proyecto,  $\Delta_E$  es el desplazamiento que tiene un piso superior con respecto al inferior y dividido para la altura de entrepiso, es decir se calcula de la siguiente manera:  $\Delta_E = \frac{U_f - U_o}{H_{entrepiso}}$ . Cabe mencionar que de acuerdo la NEC 2015, en la sección 4.2.2 se menciona que las derivas para estructuras de hormigón armado no pueden ser mayores al 2%.

| Estructuras de:                                    | $\Delta_M$ máxima (sin unidad) |
|----------------------------------------------------|--------------------------------|
| Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera | 0.02                           |
| De mampostería                                     | 0.01                           |

**Tabla 15: Deriva de piso inelástica máxima (NEC 2015).**

## 7. DISEÑO DE LA VIGA

### 7.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales esenciales en cualquier tipo de construcción, diseñadas específicamente para resistir cargas que actúan de manera perpendicular a su eje longitudinal. Estas cargas generan esfuerzos internos, principalmente de flexión, lo que produce dos fuerzas fundamentales dentro de la viga: tensión y compresión. La parte inferior de la viga, en general, tiende a experimentar esfuerzos de tensión, mientras que la parte superior se somete a esfuerzos de compresión. Este comportamiento es crucial en el diseño de vigas, ya que cada material tiene diferentes capacidades para resistir estos esfuerzos.

El concreto, por ejemplo, es excelente para resistir esfuerzos de compresión, pero relativamente débil en tensión. Por esta razón, en las vigas de hormigón armado se incluye acero de refuerzo en las zonas de tracción, ya que el acero es muy eficiente resistiendo esfuerzos de tensión. Por lo tanto, este equilibrio entre los materiales asegura que la viga pueda resistir las cargas aplicadas de manera eficiente y segura.

Es fundamental, por tanto, que durante el proceso de diseño de una viga se evalúen y consideren adecuadamente tanto los efectos de tensión como los de compresión, para garantizar que el elemento estructural pueda funcionar adecuadamente sin riesgo de fallas. Además, los códigos de diseño, como el ACI 318-19, proporcionan directrices claras sobre la cantidad mínima y máxima de refuerzo necesario para garantizar que la viga tenga suficiente resistencia a ambos

tipos de esfuerzo y, al mismo tiempo, asegure un comportamiento dúctil que permita advertir de una posible falla estructural antes de que esta ocurra. De esta manera, el diseño correcto de una viga no solo se basa en su capacidad de soportar las fuerzas aplicadas, sino también en garantizar que las proporciones de los materiales y el refuerzo estén adecuadamente equilibrados para un desempeño seguro y eficiente bajo condiciones de carga realistas.

## 7.2 LÍMITES PARA LAS DIMENSIONES GEOMÉTRICAS DE UNA VIGA

La luz libre de una viga ( $l_n$ ) no debe ser menor a  $4d$ , y el ancho de la viga debe ser al menos el menor de las siguientes condiciones:

- $0.3 * h$ , en donde  $h$  es la altura de la sección transversal de la viga.
- $25 \text{ cm}$ .

## 7.3 CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA QUE DEBEN CUMPLIR LAS VIGAS

De acuerdo con el ACI 318-19 el área de refuerzo longitudinal mínimo ( $A_{s,min}$ ) debe ser el máximo valor de las siguientes condiciones:

- $\frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ , en donde  $f'_c$  es el esfuerzo a compresión del hormigón,  $f_y$  es el esfuerzo a tracción del acero,  $b_w$  es la base de la sección transversal de la viga, y  $d$  es el peralte.

- $\frac{1.4}{f_y} b_w d$ , en donde  $f_y$  es el esfuerzo a tracción del acero,  $b_w$  es la base de la sección transversal de la viga, y  $d$  es el peralte.

La cuantía ( $\rho$ ) de una viga se calcula de la siguiente manera:  $\rho = \frac{A_s}{b*d} * 100\%$ , y se debe tomar en cuenta que la cuantía mínima ( $\rho_{m\acute{a}x}$ ) para acero de Grado 420 es 2.5%, pero para acero Grado 550 es 2%.

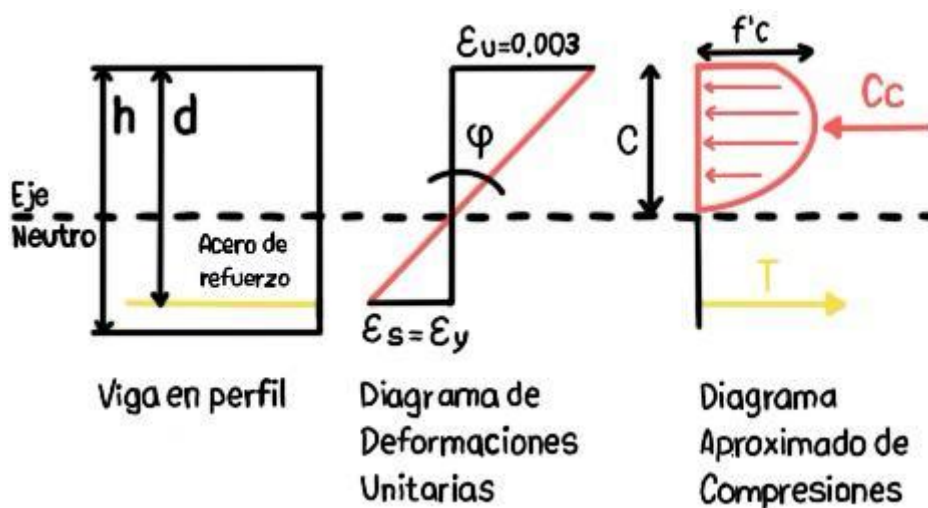
## 7.4 CAPACIDAD NOMINAL A FLEXIÓN DE LA VIGA

Para diseñar una viga a flexión, es fundamental tener en cuenta que esta estará sometida a esfuerzos de tracción en la parte inferior y a esfuerzos de compresión en la parte superior, como consecuencia de las cargas que actúan perpendicularmente a su eje longitudinal. Estos esfuerzos producen una distribución de tensiones a lo largo de la sección transversal de la viga, lo que a su vez genera deformaciones unitarias tanto en las zonas de tracción como en las de compresión. Esta distribución de tensiones y deformaciones es clave para entender el comportamiento de la viga bajo carga.

En el diseño a flexión, la parte inferior de la viga tiende a estirarse debido a los esfuerzos de tracción, mientras que la parte superior se comprime. Esto se debe a que, cuando una viga se flexiona, la sección transversal experimenta un giro que causa elongación en una parte y acortamiento en la otra. Las deformaciones unitarias varían linealmente a lo largo de la sección transversal, con una fibra neutra, la cual es mejor conocida como eje neutro. Este eje no

experimenta esfuerzos ni deformación alguna, por lo tanto, delimita los bordes en donde actúan los esfuerzos de tensión y los de compresión.

La Figura 7 ilustra la distribución de esfuerzos y deformaciones en una viga sometida a flexión, lo cual resulta crucial para analizar y comprender su comportamiento estructural. En ella se presenta el diagrama de tensiones a lo largo de la sección transversal, elemento clave para calcular el momento de flexión que la viga puede resistir y, en consecuencia, diseñar de manera adecuada el refuerzo en la zona traccionada. Además, es importante tomar en cuenta que la deformación última del hormigón ( $\epsilon_u$ ) es de 0.003 y que dependiendo el ángulo  $\phi$  la ductilidad de la sección varia. El ángulo  $\phi$  se calcula de la siguiente manera:  $\phi = \frac{\epsilon_u}{c}$ , en donde  $c$  es la distancia desde el extremo a compresión hasta el eje neutro, por lo que, a mayor curvatura, mayor ductilidad tiene la sección.



**Figura 7: Diagramas de deformaciones unitarias y de esfuerzos que actúan sobre una viga.**

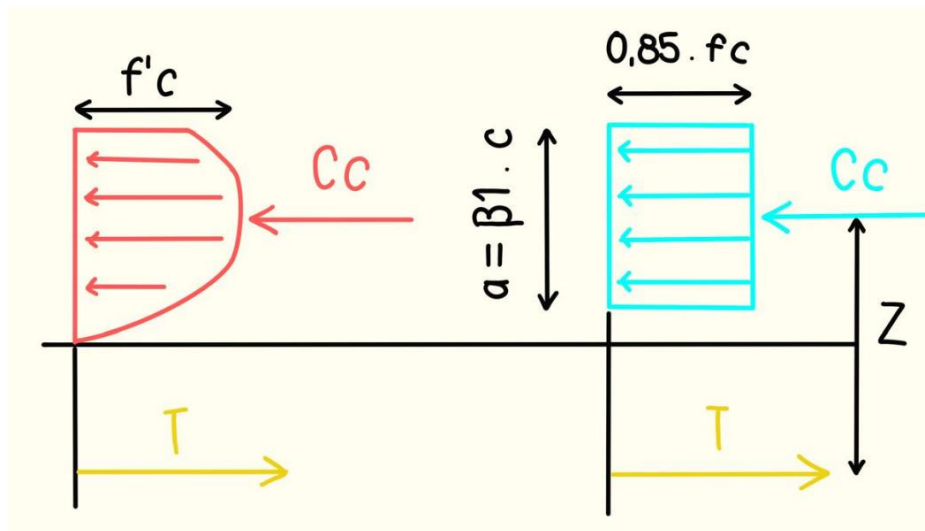
Un aspecto fundamental en el diseño a flexión de vigas es la determinación precisa de las resultantes de los esfuerzos de compresión y tracción que actúan sobre la sección transversal. Estas resultantes son esenciales para comprender cómo la viga distribuye y resiste las cargas aplicadas. En este contexto, resulta clave aproximar correctamente el diagrama de esfuerzos en compresión, tal como se ilustra en la Figura 7.

El diagrama de compresión real tiene una forma curva, lo que complica los cálculos de integración para obtener la resultante de los esfuerzos. Por lo cual simplificar este proceso, ahorraría muchos recursos, entonces se introdujo el concepto del rectángulo de Whitney, que es una aproximación simplificada del diagrama curvo de compresión. Esta aproximación fue propuesta por Nathan M. Whitney y ha sido ampliamente adoptada en el diseño de concreto armado, ya que permite ahorrar tiempo y esfuerzo en el análisis.

El rectángulo de Whitney asume que la zona comprimida del concreto puede representarse como un bloque rectangular equivalente, cuyo ancho es igual al esfuerzo máximo de compresión ( $0.85 * f'_c$ ) y cuya altura es una fracción de la profundidad de la zona comprimida ( $\beta_1 * c$ ). Esta fracción está definida por el factor  $\beta_1$ , que varía en función de la resistencia del concreto ( $f'_c$ ), como lo establece el ACI 318-19, es decir se toma en cuenta lo siguiente:

- Si  $170 \frac{kg}{cm^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$ , entonces  $\beta_1$  es igual a 0.85.
- Si  $280 \frac{kg}{cm^2} < f'_c < 550 \frac{kg}{cm^2}$ , entonces  $\beta_1$  es igual a  $1.05 - \frac{f'_c}{1400}$ .
- Si  $f'_c \geq 550 \frac{kg}{cm^2}$ , entonces  $\beta_1$  es igual a 0.65

La Figura 8 ilustra este concepto, mostrando cómo el rectángulo de Whitney se superpone al diagrama curvo de compresión, permitiendo obtener con mayor rapidez la resultante de los esfuerzos. Al usar el rectángulo de Whitney, los diseñadores pueden evaluar con mayor rapidez si la viga cumple con los requisitos de seguridad y resistencia estructural, garantizando un diseño eficiente y adecuado.



**Figura 8: Rectángulo de Whitney.**

Es importante tomar en cuenta que el momento nominal multiplicado por un factor de reducción debe ser mayor o igual al momento máximo que actúa sobre la viga, entonces se tiene lo siguiente:  $\phi M_n \geq M_u$ . El momento nominal ( $M_n$ ) se obtiene con la siguiente ecuación:  $M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$ , en donde  $A_s$  corresponde al área de acero,  $f_y$  es el esfuerzo a tensión del acero,  $d$  es el peralte de la viga, y  $a$  es igual a  $\beta_1 \cdot c$ . El factor de reducción ( $\phi$ ) depende la deformación unitaria del acero  $\epsilon_s$ , por lo que se debe tomar la curva de esfuerzo vs deformación para el acero y de esa forma se tendría las siguientes posibilidades:

- Si  $\varepsilon_s > 0.005$ , entonces  $\phi = 0.9$ .
- Si  $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ , entonces  $\phi = 0.65$ , tomando en cuenta que la deformación unitaria de fluencia del acero es:  $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$  (por lo general 0.0021).
- Si  $\varepsilon_y < \varepsilon_s < 0.005$ , entonces  $\phi$  se obtiene por un método de interpolación y la ecuación sería la siguiente:  $\phi = \left( \left( \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right) * (0.9 - 0.65) \right) + 0.65$ .

La deformación unitaria del acero ( $\varepsilon_s$ ) se calcula con la siguiente expresión:  $\varepsilon_s = 0.003 * \left( \frac{d-c}{c} \right)$ . Para calcular el valor de cc, es necesario llevar a cabo un proceso iterativo que puede implementarse en diversos programas mediante distintos métodos. En este caso, se explicará un enfoque práctico para realizarlo en Excel. El primer paso consiste en identificar el número de capas que conforman la viga y, a partir de ello, calcular los siguientes parámetros para cada capa:

- Área de acero ( $A_s$ ).
- El peralte de la viga es decir la distancia desde el extremo a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal.
- La deformación unitaria del acero ( $\varepsilon_s$ ).
- Es importante determinar si el acero fluye o no, de la siguiente manera:
  - Si  $|\varepsilon_s| \geq \varepsilon_y$ , el acero si fluye.
  - Si  $|\varepsilon_s| < \varepsilon_y$ , el acero no fluye.
- Verificar si el acero está en tracción o compresión, revisando el signo de  $\varepsilon_s$ , ya que si es positivo la capa de acero está en tracción, pero si es negativo entonces está en compresión.
- Calcular  $f_s$  tomando en cuenta lo siguiente:

- Si  $|\varepsilon_s| \geq \varepsilon_y$ , entonces  $f_s = f_y$ , caso contrario  $f_s = E * \varepsilon_s$ , en donde E es el módulo de elasticidad. Pero si  $\varepsilon_s$  es menor a 0, entonces el resultado debe ir con signo negativo y si sucede lo contrario el resultado se presenta con signo positivo. Además, se debe realizar una corrección cuando la capa este en compresión, ya que el hormigón también aporta resistencia por lo que para las capas en compresión que no satisfagan la condición inicial la formula correcta sería:  $f_s = E * \varepsilon_s + 0.85 * f'_c$ .
- Calcular la fuerza  $F = A_s * f_s$ . Tomando en cuenta la fuerza a compresión del hormigón igual a:  $0.85 * f'_c * a * b$ .
  - Sumar las fuerzas en compresión y las de tracción, y es aquí en donde se debe iterar el valor de c hasta que la diferencia entre las fuerzas de compresión y tracción se igualen a 0.
  - Finalmente se debe calcular Mn como se describió en párrafos anteriores y se lo compara con Mu que puede ser obtenido del programa SAP2000.

Como se ha observado, el proceso para calcular el momento nominal de una viga es de naturaleza iterativa. No obstante, en algunos casos es posible realizar un prediseño del elemento. Sin embargo, este enfoque puede resultar de utilidad limitada, ya que las dimensiones de la viga están restringidas tanto por los requisitos establecidos en el ACI 318-19 como por las condiciones sísmicas que deben cumplirse. Estas normativas determinan las dimensiones mínimas y las proporciones de refuerzo necesarias para garantizar un comportamiento estructural adecuado. Además, las restricciones impuestas por el diseño sísmico, que serán explicadas en detalle más adelante, juegan un papel crucial en la configuración final del elemento. Esto asegura que la viga

no solo cumpla con los requisitos de resistencia y servicio, sino también con las exigencias de ductilidad y seguridad estructural en entornos sísmicos.

## **7.5 CAPACIDAD NOMINAL A CORTANTE DE LA VIGA**

La capacidad a corte de una viga es un factor clave en el diseño estructural, ya que determina la habilidad de la viga para resistir las fuerzas de corte inducidas por las cargas aplicadas. Estas fuerzas, generalmente perpendiculares al eje longitudinal de la viga, tienden a inducir esfuerzos internos que pueden generar grietas o fallos estructurales si no se proporciona un refuerzo adecuado.

El diseño a corte se basa en dos componentes principales: la capacidad de la sección de concreto para resistir el corte sin refuerzo, y el refuerzo transversal (estribos) que se añade para aumentar esa capacidad en zonas críticas. La resistencia del concreto en sí es limitada cuando se enfrenta a fuerzas de corte, lo que requiere la incorporación de estribos de acero para evitar el desarrollo de grietas por cortante, especialmente en zonas cercanas a los apoyos o donde las cargas concentradas aumentan la demanda de corte.

La distribución de los estribos y su espaciamiento depende de la magnitud de las fuerzas de corte presentes a lo largo de la viga. En zonas donde la demanda es mayor, el espaciamiento de los estribos debe reducirse para asegurar una adecuada resistencia a corte, mientras que en áreas con menor demanda se permite un espaciamiento mayor. De esta forma, la capacidad a corte de la viga se ajusta a las necesidades específicas de cada sección, asegurando un comportamiento estructural seguro y eficiente.

De acuerdo con el ACI 318-19 los estribos deben ser colocados en una longitud igual a dos veces la altura de la viga medida desde la cara de la columna hacia el centro de la viga, esto se debe revisar en ambos lados de la viga, ya que en estas secciones debe ocurrir fluencia por flexión. Es importante considerar que la ubicación del primer estribo no debe superar los 5 cm medidos desde la cara de la columna. Se debe tomar en cuenta que  $h_x$  es la distancia máxima entre barras longitudinales apoyadas lateralmente, por lo que esta distancia no debe superar los 35 cm, y la distancia libre entre barras longitudinales no debe exceder los 15 cm.

La separación de estribos debe ser tomada como el menor valor de las siguientes consideraciones:

- $\frac{d}{4}$ , en donde  $d$  es el peralte de la viga.
- 150 mm.
- Acero Grado 420:  $6 * d_b$ , en donde  $d_b$  es el menor diámetro de las barras longitudinales.  
Acero Grado 550:  $5 * d_b$ , en donde  $d_b$  es el menor diámetro de las barras longitudinales.

La separación de los estribos no puede superar los 300 mm, y cuando se decida colocar una segunda separación esta no debe superar los 600 mm, sin embargo, se debe considerar que el refuerzo a cortante debe pasar la demanda que generen los cortantes probables, los cuales serán detallados más adelante.

## 8. DISEÑO DE LA COLUMNA

### 8.1 LÍMITES PARA LAS DIMENSIONES GEOMÉTRICAS DE UNA COLUMNA

La dimensión mínima que debe tener una columna en su sección transversal es de 30 cm, además la relación entre la dimensión menor (a) de la sección transversal y la dimensión perpendicular (b) a esta debe ser mayor o igual a 0.4, es decir  $\frac{a}{b} \geq 0.4$ .

### 8.2 CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA QUE DEBEN CUMPLIR LAS COLUMNAS

De acuerdo con el ACI 318-19 el área de refuerzo longitudinal ( $A_{st}$ ) debe ser mínimo de  $0.01 A_g$ , y no debe exceder  $0.06 A_g$ , entonces la cuantía ( $\rho$ ) de una columna se calcula de la siguiente manera:  $\rho = \frac{A_{st}}{A_g} * 100\%$ , en donde  $A_g$  es el área total de la sección transversal de la columna es decir la base por la altura. Por lo tanto, la cuantía mínima ( $\rho_{mín}$ ) debe ser al menos del 1% y la cuantía máxima ( $\rho_{máx}$ ) es igual a 6%.

### 8.3 CAPACIDAD NOMINAL A FLEXIÓN DE LA COLUMNA

La capacidad a flexión de una columna es un aspecto fundamental en el diseño estructural, ya que determina la capacidad de la columna para resistir los momentos flectores inducidos por cargas excéntricas, momentos aplicados en los extremos o efectos de pandeo. A diferencia de los elementos sometidos principalmente a flexión pura, como las vigas, las columnas están sometidas

a una combinación de esfuerzos de compresión axial y flexión, lo que hace que su comportamiento estructural sea complejo.

El diseño a flexión de una columna debe tener en cuenta los estados límite últimos, garantizando que el refuerzo y la disposición de los materiales permitan a la columna soportar las solicitaciones sin experimentar deformaciones excesivas ni fallos estructurales. Esto asegura que la columna mantenga su estabilidad y resistencia frente a las combinaciones de carga previstas durante la vida útil de la estructura.

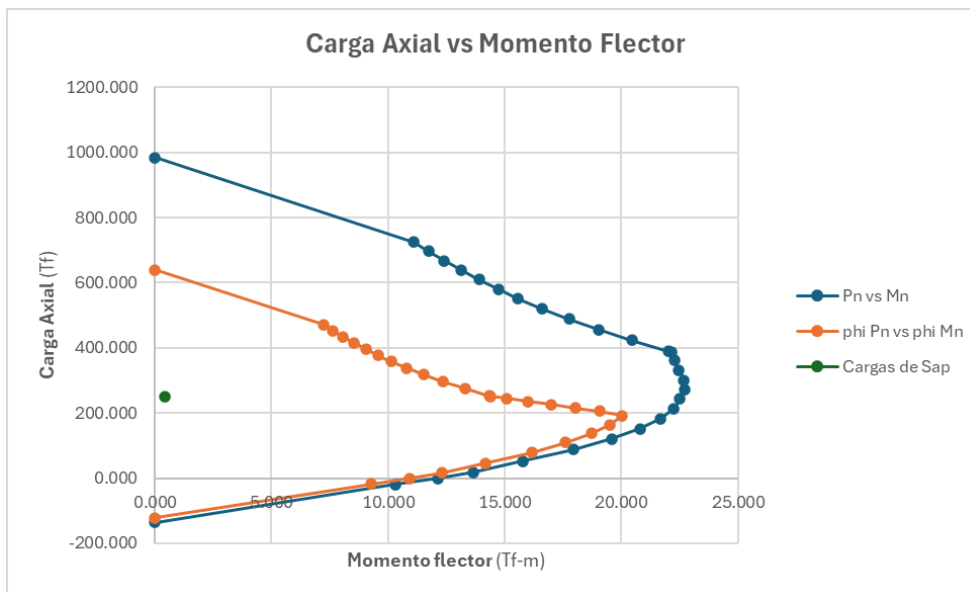
El diseño de una columna sometida a flexión es similar al de una viga, ya que sigue el mismo proceso iterativo descrito en el apartado 7 de este documento. Sin embargo, la principal diferencia radica en que la columna trabaja bajo flexo-compresión. Por ello, es fundamental desarrollar un diagrama de interacción axial-momento flector. Este diagrama permite evaluar la resistencia de la columna, además de graficar las combinaciones de carga axial y momento flector que experimenta bajo las condiciones de carga. Si las cargas aplicadas se encuentran dentro de la curva definida por la resistencia de la columna, esto indica que el diseño es adecuado para soportar tanto la carga axial como el momento flector.

Existen 5 puntos que son los más críticos a la hora de graficar la carga axial vs el momento flector. El primero es una carga axial pequeña y un momento flector muy grande; el segundo punto es una carga axial severa pero acompañada de un momento flector pequeño; el tercer punto es una carga axial de 0, pero con una capacidad máxima a momento flector; el cuarto punto es la compresión máxima acompañada de un momento flector nulo; el quinto punto es la capacidad a

tracción máxima con un momento nulo. Estos puntos son los puntos que representan las fronteras del diagrama de capacidad a carga axial y momento flector. Los puntos 4 y 5 no son obtenidos a partir de una iteración, sino que al contrario para obtener la capacidad a compresión ( $P_o$ ) y tracción ( $T_o$ ) máximas se debe calcular a partir de las siguientes ecuaciones:

- $P_o = (0.85 * f'_c * (A_g - A_{st})) + (A_{st} * f_y)$
- $T_o = A_{st} * f_y$

Sin embargo, para poder graficar el diagrama completo se debe ir iterando el valor de  $c$ , por lo tanto, lo más recomendable es entender como se diseña una viga para después proceder a diseñar una columna. A continuación, se presenta un diagrama de la capacidad a carga axial vs la capacidad de momento flector, junto a las cargas que actúan sobre el elemento estructural.



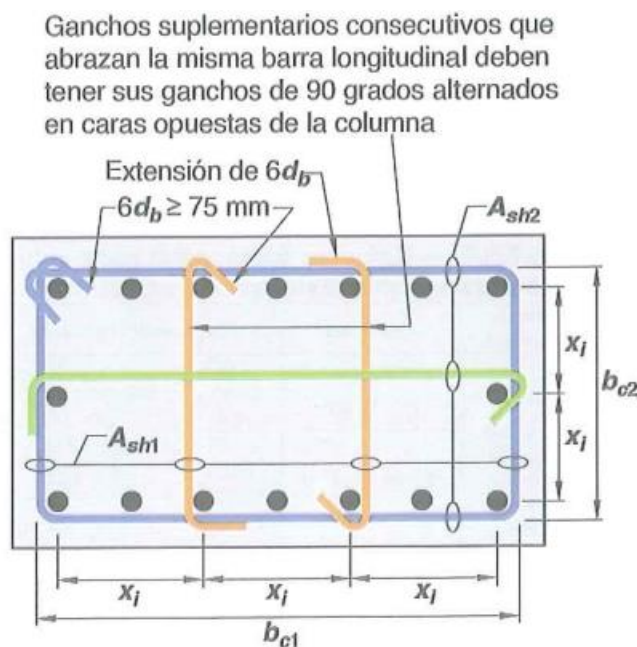
**Figura 9: Ejemplo de diagrama de carga axial vs momento flector.**

## 8.4 CAPACIDAD NOMINAL A CORTANTE DE LA COLUMNA

La capacidad nominal a cortante de una columna es un parámetro esencial en el diseño estructural, ya que determina la capacidad de la columna para resistir las fuerzas de corte inducidas por las cargas aplicadas a lo largo de su altura. Estas fuerzas, generalmente causadas por cargas laterales como viento, sismos o por la transmisión de momentos flectores entre vigas y columnas, pueden provocar esfuerzos internos que comprometen la integridad estructural si no se refuerza adecuadamente.

La capacidad a cortante de una columna se basa en dos contribuciones principales: la resistencia del concreto y el refuerzo transversal, comúnmente en forma de estribos o espirales. El concreto por sí solo tiene una capacidad limitada para resistir fuerzas de corte; por esta razón, se refuerza con acero transversal para evitar el desarrollo de grietas por cortante y fallos prematuros. El diseño de este refuerzo debe ser cuidadoso, especialmente en zonas de alta demanda, como los extremos de la columna o en áreas donde las cargas laterales son significativas.

El refuerzo mínimo transversal debe ser de  $\phi 10$  mm cuando las varillas longitudinales son de hasta  $\phi 32$  mm, pero si son de  $\phi 36$  mm entonces el refuerzo transversal mínimo es de  $\phi 13$  mm. Además, se debe tomar en cuenta que  $h_x$  es la distancia máxima entre barras longitudinales apoyadas lateralmente, es decir que de acuerdo con la figura 10,  $h_x$  es el máximo valor de todas las dimensiones  $x_i$ . Sin embargo,  $h_x$  no puede exceder los 35 cm, y la distancia libre máxima entre barrar longitudinales debe ser máximo de 15 cm.



**Figura 10: Detallamiento de refuerzo longitudinal y transversal en una columna, ACI 318-**

**19.**

Es importante considerar que la separación de los estribos en las columnas puede variar utilizando dos diferentes distancias, es decir en la distancia  $l_o$  se coloca una separación mas corta y más allá de  $l_o$  se debe colocar una distancia de separación más grande; la distancia  $l_o$  debe ser medida desde la cara superior de la viga hacia el centro de la columna esto en la parte inferior y lo mismo se debe hacer en la parte superior.

Para poder determinar cuál es la distancia  $l_o$ , se debe considerar al máximo valor de las siguientes condiciones:

- La altura de la columna en la cara del nudo.
- Un sexto de la luz libre de la columna.
- 450 mm.

Dentro de la distancia  $l_o$  se debe considerar el menor valor de las siguientes condiciones para la separación de estribos:

- Un cuarto de la dimensión de menor valor de la sección transversal de la columna.
- $6 * d_b$ , en donde  $d_b$  representa la barra longitudinal de menor diámetro.
- $S_o = 100 + (\frac{350-h_x}{3})$ , en donde  $h_x$  debe ir en milímetros.

Para la separación de estribos más allá de  $l_o$ , se debe tomar el menor valor de las siguientes condiciones:

- 150 mm.
- Acero Grado 420:  $6 * d_b$ , en donde  $d_b$  representa la barra longitudinal de menor diámetro.  
Acero Grado 550:  $5 * d_b$ , en donde  $d_b$  representa la barra longitudinal de menor diámetro.

El ACI 318-19 establece otras exigencias, como la verificación de la relación de carga axial en las columnas, que también deben ser consideradas en el diseño. No obstante, estos aspectos se abordarán con mayor detalle más adelante.

## 9. DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

### 9.1 COMPROBACIÓN DE LA RELACIÓN DE CARGA AXIAL EN LAS COLUMNAS

La comprobación de la relación de carga axial en las columnas es un procedimiento fundamental en el diseño estructural, ya que asegura que las columnas pueden soportar adecuadamente las cargas aplicadas sin fallar. Esta relación se refiere a la comparación entre la carga axial actuante y la capacidad máxima de carga axial que la columna puede resistir según sus propiedades mecánicas. El objetivo principal es verificar que la carga aplicada no exceda la capacidad límite de la columna, lo que podría provocar pandeo, agrietamientos, o incluso el colapso de la estructura. Esta verificación se realiza a través de normas y códigos de construcción, que establecen factores de seguridad y fórmulas específicas para calcular la capacidad axial permitida. De acuerdo con el ACI 318-19 la columna debe cumplir con las siguientes condiciones:

- $P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c$ , en donde  $P_u$  representa a la carga axial actuante sobre la columna.
- $f'_c \leq 700 \frac{kg}{cm^2}$ .

### 9.2 Requisitos por confinamiento en columna

En el diseño de columnas sometidas a cargas axiales y momentos, el confinamiento es un aspecto crucial para mejorar la ductilidad y la resistencia de las columnas, especialmente en zonas sísmicas. El confinamiento se logra mediante el refuerzo transversal, que suele consistir en estribos

o espirales. Este refuerzo ayuda a mantener el núcleo del concreto comprimido y evita la falla prematura por agrietamiento o aplastamiento.

De acuerdo con el ACI 318-19, el área de refuerzo transversal requerido, denominado  $A_{sh}$ , se refiere al área total de las secciones transversales de los estribos o espirales que rodean el concreto. El código establece requisitos específicos para garantizar que las columnas estén adecuadamente confinadas, especialmente cuando se espera que experimenten altos niveles de carga o deformaciones significativas, como en condiciones sísmicas. Para realizar esta verificación, primero se debe calcular lo siguiente:

- $b_c = B_c - 2 * \text{recubrimiento del hormigón}$ , en donde  $B_c$ , representa la base de la columna.
- $h_c = H_c - 2 * \text{recubrimiento del hormigón}$ , en donde  $H_c$ , representa la altura de la columna.
- Se debe tomar el máximo valor de las siguientes expresiones matemáticas:

$$F_1 = 0.3 * \left( \frac{A_g}{b_c * h_c} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$F_2 = 0.09 * \frac{f'_c}{f_y}$$

- $A_{sh} = F_{\text{máx}} * S * b_c$ , en donde  $F_{\text{máx}}$  es el máximo valor de  $F_1$  y  $F_2$ ,  $S$  es la separación de estribos en la columna.
- $A_{\text{estribos}} = \#ramas * \left( \pi * \frac{(\phi_{\text{estribo}})^2}{4} \right)$ , en donde  $\#ramas$  representa al número de líneas de estribos que presenta una columna en una dirección.

Por último, es importante verificar que el área de refuerzo transversal  $A_{sh}$  sea menor o igual que el área de los estribos  $A_{estribos}$ , caso contrario se debe redimensionar la columna.

### 9.3 SECCIONES MÍNIMAS DE VIGAS Y COLUMNAS SEGÚN LOS DIÁMETROS DE LOS REFUERZOS LONGITUDINALES

El dimensionamiento adecuado de las secciones de vigas y columnas en estructuras de concreto armado es esencial para garantizar que puedan resistir las cargas a las que serán sometidas. Uno de los factores clave para determinar las dimensiones mínimas de estas secciones es el diámetro de los refuerzos longitudinales que se emplearán, ya que estos varían en función de la resistencia requerida. Según el ACI 318-19 la altura de la viga  $H_v$  y de la columna  $H_c$  deben cumplir las siguientes condiciones:

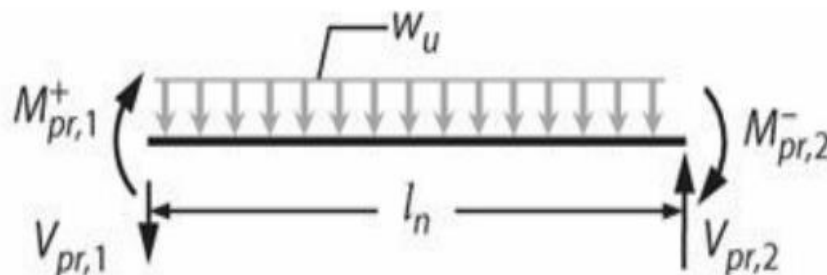
- $H_c \geq 20 * \phi_v$ , en donde  $\phi_v$  representa el máximo diámetro de las barras longitudinales de la viga.
- $H_v \geq 20 * \phi_c$ , en donde  $\phi_c$  representa el máximo diámetro de las barras longitudinales de la columna.

### 9.4 CORTANTE EN EL NUDO

El cortante en el nudo es un aspecto importante en el diseño de estructuras de concreto armado y de acero, particularmente en estructuras sometidas a cargas sísmicas. Un nudo estructural

se refiere al punto de intersección entre vigas y columnas en un marco, y el comportamiento adecuado de este nudo es esencial para garantizar la transmisión de fuerzas entre los elementos. Durante los eventos sísmicos, los nudos están sujetos a grandes fuerzas cortantes que, si no se manejan adecuadamente, pueden provocar la falla del sistema estructural. El cortante en el nudo se refiere a las fuerzas internas que se generan en el punto de unión entre vigas y columnas cuando estas están sometidas a cargas externas, como el viento, la gravedad o los terremotos. Estas fuerzas son causadas por el equilibrio de momentos y fuerzas que se desarrollan en las vigas y columnas, lo que lleva a una concentración de esfuerzos en el nudo. En el caso de una estructura sometida a cargas sísmicas, el nudo debe ser capaz de resistir grandes deformaciones y esfuerzos sin comprometer la estabilidad de la conexión entre vigas y columnas. Si el nudo no es suficientemente resistente, podría presentarse un fallo por cortante, lo que comprometería la seguridad de la estructura completa.

Es importante estudiar las fuerzas que actúan en una viga para poder determinar los cortantes y momentos probables, es por esto que a continuación se presenta una figura que ilustra las fuerzas que actúan en una viga de ejemplo:



**Figura 11: Fuerzas actuando sobre una viga, Jack Moehle.**

Como se puede observar se grafican los momentos probables tanto positivos como negativos, entonces para poder determinar los momentos probables se debe seguir la siguiente ecuación:  $M_{pr} = \alpha * f_y * A_s * (d - \frac{a}{2})$ , sin embargo, para poder definir si se debe calcular un momento probable positivo o negativo se debe conocer en qué dirección se está analizando el sismo, ya que si suponiendo que la figura 11 se encuentra en el plano x-z, y el sismo tiene una dirección positiva (de izquierda a derecha), entonces el momento probable  $M_{pr,1}$  es positivo y el momento probable  $M_{pr,2}$  es negativo, por lo tanto este caso coincidiría con el de la figura 11, sin embargo, no se puede predecir en que dirección vendrá el sismo por lo que si este viene en una dirección negativa (de derecha a izquierda) el momento probable  $M_{pr,1}$  es negativo y el momento probable  $M_{pr,2}$  es positivo. Una vez explicado esto es importante conocer a detalle como se calcula los momentos probables para el caso de la figura 11.

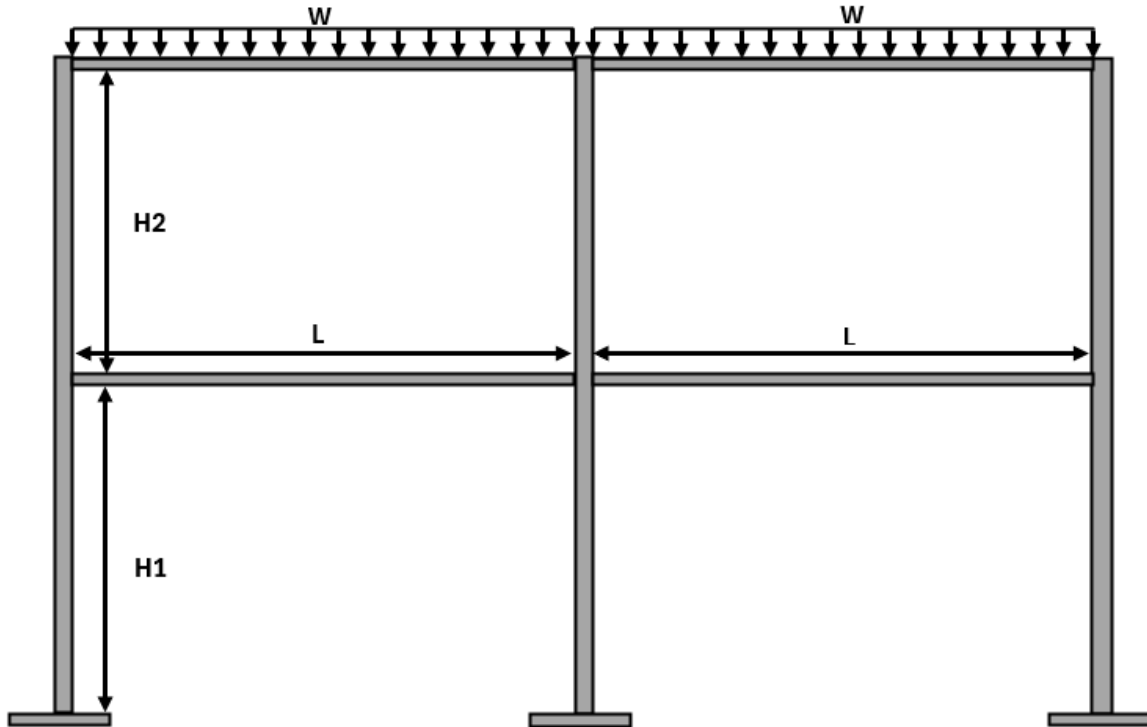
Primero se debe calcular el área de varillas longitudinales de la viga que se encuentran en la zona de tracción ( $A_{s\ pos}$ ), luego se debe calcular la base  $b_f$  tomando el menor número de las siguientes condiciones:

- $b_{f1} = \left(\frac{ln}{8}\right) * 2 + B_v$ , en donde  $ln$  es igual a la luz del vano ( $L$ ) que se analiza menos la base de la columna ( $B_c$ ), además  $B_v$  es la base de la viga.
- $b_{f2} = \left(\frac{Sw}{8}\right) * 2 + B_v$ , en donde  $Sw$  es la luz del vano analizado y  $B_v$  es la base de la viga.
- $b_{f3} = (8 * h) * 2 + B_v$ , en este caso  $h$  es la altura de la losa y  $B_v$  es la base de la viga.

Con esto ya se puede obtener  $a$  que es igual a  $\frac{A_{s\ pos} * \alpha * f_y}{0.85 * f'_c * b_f}$ , en donde  $\alpha$  es un factor de amplificación igual a 1.25,  $f_y$  es el esfuerzo máximo a la tracción del acero y  $f'_c$  es el esfuerzo máximo a la compresión del hormigón. Es así como se tiene la ecuación final del momento probable positivo 1:  $M_{pr,1}^+ = \alpha * f_y * A_{s\ pos} * (d - \frac{a}{2})$ , en donde  $d$  es el peralte de la viga. Para obtener el momento probable negativo se debe considerar el área de varillas longitudinales de la viga que se encuentran en la zona de compresión ( $A_{s\ neg}$ ), luego se debe calcular  $a$  con la siguiente ecuación:  $\frac{A_{s\ pos} * \alpha * f_y}{0.85 * f'_c * B_v}$ , en donde  $B_v$  es la base de la viga. Entonces, el momento probable negativo 2 es:  $M_{pr,2}^- = \alpha * f_y * A_{s\ neg} * (d - \frac{a}{2})$ . Finalmente, se debe considerar que los momentos probables cumplan lo siguiente:  $M_{pr,1}^+ \geq 0.5 * M_{pr,2}^-$ , caso contrario se debe redimensionar las vigas.

## 9.5 Cortante en la columna aproximado

Para calcular el cortante en la columna aproximado se debe considerar la siguiente ecuación:  $V_{col} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{(\frac{H_1}{2}) + (\frac{H_2}{2})}$ , en donde  $M_{pr,1}$  y  $M_{pr,2}$  son los momentos probables calculados en el ítem anterior de este apartado, y  $H_1$  y  $H_2$  hacen referencia a las alturas de entrepiso que están por debajo del nudo y por arriba del mismo. Después es indispensable calcular el cortante ultimo así:  $V_u = (\alpha * f_y * A_{s\ neg} + \alpha * f_y * A_{s\ pos}) - V_{col}$ , tomando en cuenta los valores calculados en el ítem anterior y sobre todo  $\alpha = 1.25$ . A continuación, se presenta una figura que ilustra de mejor manera todo lo explicado hasta ahora:



**Figura 12: Vista frontal de un pórtico de ejemplo.**

Ahora se debe calcular el cortante nominal de la siguiente manera:  $V_n = \delta * \sqrt{f'_c} * b_j * H_c$  en donde  $H_c$  es la altura de la columna,  $b_j$  es el menor valor de las siguientes condiciones:

- $b_{j1} = B_v + H_c$ , en donde  $B_v$  es la base de la viga.
- $b_{j2} = B_v + 2 * (\frac{B_c - B_v}{2})$ , en donde  $B_v$  es la base de la viga y  $B_c$  es la base de la columna.

También se debe considerar que  $\delta$  depende si el nudo es interior, exterior, o de esquina, y si esta dentro de estas categorías se debe identificar si se trata de una columna continua o de terraza. A continuación, se presenta una tabla con cada uno de estos casos y con el respectivo valor de  $\delta$ .

| Conexiones |                  |     |                                                                                     |
|------------|------------------|-----|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Interior   | Columna Continua | 1.7 |  |
|            | Terraza          | 1.3 |  |
| Exterior   | Columna Continua | 1.3 |  |
|            | Terraza          | 1   |  |
| Esquina    | Columna Continua | 1   |  |
|            | Terraza          | 1   |  |

**Tabla 16: Valor asignado de  $\delta$  para cada caso.**

Una vez que se ha calculado el cortante nominal  $V_n$  entonces se debe multiplicarlo por un factor  $\phi = 0.75$ , entonces así se puede comprobar lo siguiente:  $\phi V_n \geq V_u$ , y si no se cumple esto la columna debe ser redimensionada.

## 9.6 RELACIONES DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para calcular la relación de resistencia a flexión es importante primero calcular los momentos nominales  $Mn_1$  y  $Mn_2$  a partir de los momentos probables, es decir  $Mn_1 = \frac{M_{pr,1}}{1.25}$  y  $Mn_2 = \frac{M_{pr,2}}{1.25}$ , luego se debe calcular  $M_{nb} = Mn_1 + Mn_2$ , y  $M_{nc}$  que es igual a la capacidad máxima de momento flector de la columna que se está analizando, por último se debe verificar lo

siguiente:  $\frac{2*M_{nc}}{M_{nb}} \geq 6/5$ , si esta relación no se cumple, lo mas probable es que se deba redimensionar la columna.

### 9.7 Diseño por capacidad de estribos en vigas

Para diseñar por capacidad los estribos de las vigas se debe calcular el cortante último  $V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u * l_n}{2}$ , en donde  $M_{pr1}$  y  $M_{pr2}$  son los momentos probables,  $l_n$  es igual a la luz del vano ( $L$ ) que se analiza menos la base de la columna ( $B_c$ ) y  $W_u$  es la carga distribuida más crítica de acuerdo con las combinaciones de carga. Luego se debe calcular el cortante del hormigón  $V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * B_v * d_v$ , en donde  $f'_c$  es la resistencia máxima del hormigón a la compresión,  $B_v$  es la base de la viga y  $d_v$  es el peralte de la viga. Seguidamente se calcula  $V_s = \frac{V_e}{0.75} - V_c$ , e inmediatamente  $A_{v,req} = \frac{V_s - S}{f_y * d_v}$ , en donde  $S$  es la separación mínima de estribos usada. También se debe calcular el área de acero  $A_v$  que toma las fuerzas cortantes que actúan en la viga de la siguiente manera:  $A_v = \#ramas * \left(\frac{\pi}{4}\right) * (\phi_{estribos}^2)$ . Por último, se comprueba la siguiente relación:  $A_{v,req} \geq A_v$ .

### 9.8 Diseño por capacidad de estribos en columnas

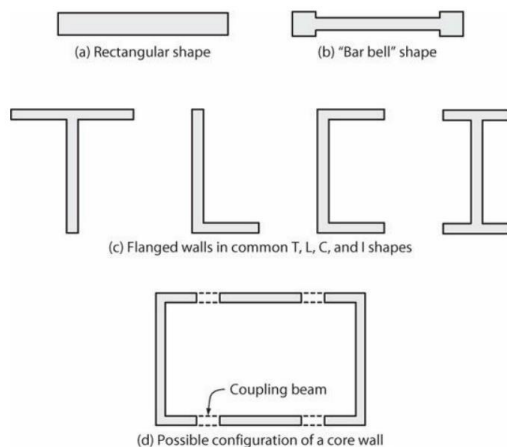
Para diseñar por capacidad los estribos de las columnas se debe calcular el cortante último  $V_u = \frac{2*1.25*M_{nc}}{H_1}$ , en donde  $M_{nc}$  es la capacidad máxima de momento flector de la columna que se

está analizando y  $H_1$  es la altura de entrepiso tal como se muestra en la figura 12. Luego se debe calcular el cortante del hormigón  $V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * B_c * d_c$ , en donde  $f'_c$  es la resistencia máxima del hormigón a la compresión,  $B_c$  es la base de la columna y  $d_c$  es el peralte de la columna. Seguidamente se calcular  $V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c$ , luego se calcula  $A_{v,req} = \frac{V_s - S}{f_y * d_c}$ , en donde  $S$  es la separación mínima de estribos usada. También se debe calcular el área de acero  $A_v$  que toma las fuerzas cortantes que actúan en la columna de la siguiente manera:  $A_v = \#ramas * \left(\frac{\pi}{4}\right) * (\phi_{estribos})^2$ . Por último, se comprueba la siguiente relación:  $A_{v,req} \geq A_v$ .

## 10.DISEÑO DEL MURO ESTRUCTURAL

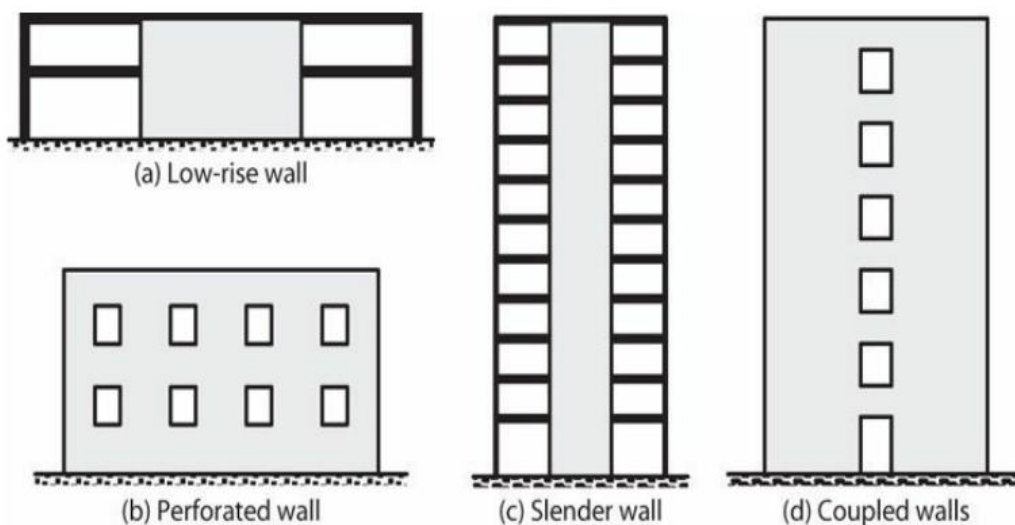
### 10.1 TIPOS DE CONFIGURACIONES DE MUROS ESTRUCTURALES.

Existen diferentes configuraciones de muros estructurales que se utilizan en edificaciones según las necesidades de resistencia y estabilidad. Los muros rectos son los más comunes y efectivos para resistir cargas en una sola dirección. Los muros en L o T añaden rigidez y resistencia en dos direcciones, siendo útiles en esquinas o zonas con cargas laterales en más de un sentido. Los muros en U y los muros cerrados o en forma de caja ofrecen gran estabilidad y resistencia en varias direcciones, distribuyendo mejor las cargas sísmicas y de viento, siendo ideales para núcleos rígidos de edificios altos, como los que rodean escaleras y ascensores. Cada configuración optimiza el comportamiento estructural del edificio frente a fuerzas horizontales y verticales, mejorando su desempeño sísmico y la rigidez general. A continuación, se presentan algunas secciones transversales de los muros más usados:



**Figura 13: Tipos de secciones transversales de muros, Jack Moehle.**

Además, dependiendo del tipo de edificio, pueden emplearse muros con vigas de acople o muros esbeltos, lo cual dependerá del diseño estructural y, especialmente, de la altura del edificio. Los muros con vigas de acople son ideales para estructuras donde se requiere conectar varios tramos de muros, distribuyendo mejor las cargas sísmicas y mejorando la flexibilidad del sistema. En cambio, los muros esbeltos se emplean comúnmente en edificios altos debido a su capacidad para resistir cargas laterales con mayor eficiencia y su diseño más simple en comparación con otros sistemas. Para este proyecto, se optó por el uso de muros esbeltos (caso C de la figura 14), ya que son más sencillos de diseñar y ofrecen propiedades mecánicas eficientes que optimizan el comportamiento estructural en edificaciones de gran altura. Este enfoque permite aprovechar su resistencia a pandeo y su capacidad para absorber energía en condiciones sísmicas.



**Figura 14: Tipos de muros estructurales, Jack Moehle.**

Por último, la distribución de los muros estructurales en un edificio es un aspecto crucial en el diseño estructural, ya que afecta directamente la estabilidad y el comportamiento frente a cargas laterales como el viento o sismos. Si los muros se colocan en el centro de la estructura,

generalmente formando un núcleo rígido, tienen la ventaja de resistir la mayor parte de las cargas axiales (principalmente por gravedad) y pueden actuar como elementos principales para absorber la energía durante eventos sísmicos. Estos núcleos rígidos, que suelen agrupar áreas como escaleras, ascensores o ductos, brindan rigidez global al edificio y minimizan los desplazamientos laterales, lo cual es esencial en edificaciones de gran altura.

Por otro lado, los muros perimetrales también cumplen una función importante, especialmente en relación con los efectos de torsión. Colocar muros estructurales en las zonas periféricas ayuda a equilibrar las cargas distribuidas y a evitar giros o deformaciones excesivas en la estructura bajo cargas laterales desiguales, algo común durante sismos. Esta disposición contribuye significativamente a la estabilidad torsional del edificio, mejorando su comportamiento global y reduciendo posibles desplazamientos diferenciales entre diferentes partes de la estructura.

El uso combinado de muros en el núcleo y en el perímetro proporciona un sistema integral que optimiza la resistencia lateral y torsional, permitiendo que el edificio soporte tanto fuerzas verticales como las complejas solicitaciones sísmicas. Además, la correcta disposición de los muros puede mejorar la distribución de esfuerzos y reducir el costo del material, al emplear soluciones más eficientes que aprovechan la rigidez natural de los elementos estructurales. Sin embargo, no siempre se puede dar los dos casos en un mismo edificio debido al costo, es por esto que en este proyecto se analizaron solo los muros perimetrales.

## 10.2 CUANTÍA MÍNIMA Y MÁXIMA QUE DEBEN CUMPLIR LOS MUROS ESTRUCTURALES

La cuantía de los muros estructurales longitudinal  $\rho_l$  y transversal  $\rho_t$  debe ser de al menos 0.0025, pero cuando el cortante ultimo  $V_u$  no excede lo siguiente:  $0.083 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_{cv}$ , entonces se puede considerar una cuantía de 0.002. Un dato adicional es que si  $V_u > 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_{cv}$ , y  $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ , se debe usar 2 capas de refuerzo longitudinal. También se debe considerar que un muro estructural presenta elementos de borde en los cuales el refuerzo longitudinal y transversal es más abundante que en el resto del elemento, es así como la longitud de los elementos de borde del muro ( $l_{be}$ ) se pueden calcular de la siguiente manera:  $l_{be} = 0.15 * l_w$ , en donde  $l_w$  es la longitud total del muro, además en los elementos de borde la cuantía de refuerzo longitudinal debe ser al menos 0.0058.

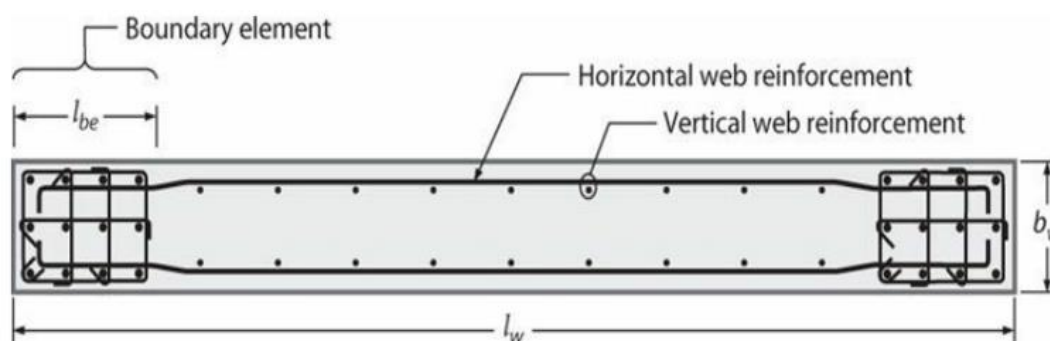


Figura 15: Ejemplo de refuerzo para un muro rectangular, Jack Moehle.

### 10.3 CAPACIDAD NOMINAL A FLEXIÓN DEL MURO ESTRUCTURAL

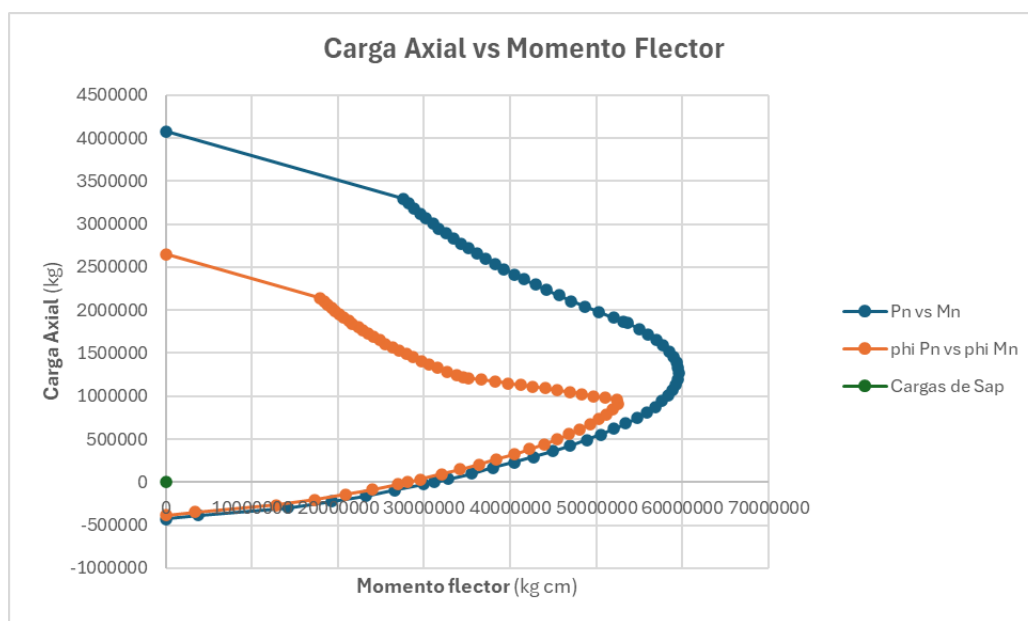
La capacidad a flexión de un muro estructural es, en esencia, similar a la de una columna, pero con características adicionales debido a su geometría y función. Un muro estructural puede entenderse como una columna de gran longitud y menor espesor, lo que implica que su comportamiento a flexión está influenciado por los mismos principios, pero en una escala más extensa. Este es uno de los motivos por los cuales, al enseñar el diseño de elementos estructurales, se comienza con la viga (elemento esencialmente a flexión), se avanza a la columna (que combina flexión y compresión), y luego se aborda el muro estructural.

En una viga, la capacidad de resistir la flexión está relacionada con la disposición del refuerzo en las zonas de mayor momento (generalmente en la parte inferior o superior de la sección transversal). De manera similar, una columna tiene una capacidad a flexión determinada por la cantidad y disposición de refuerzos longitudinales, que trabajan junto con el concreto para resistir los esfuerzos generados por momentos flectores, además de las cargas axiales. Un muro estructural sigue estos mismos principios, pero debido a su gran longitud y delgadez en comparación con las columnas, puede considerarse como una "columna larga". Al igual que en las columnas, el diseño de un muro estructural está basado en la combinación de cargas axiales y momentos flectores, con la diferencia de que, en el muro, los momentos suelen estar distribuidos a lo largo de toda su longitud, creando una demanda más uniforme en el refuerzo.

Los muros estructurales están reforzados con barras de acero en ambos sentidos, tanto horizontal como vertical, lo que les otorga resistencia frente a la flexión en cualquier dirección.

Además, dado que los muros están sometidos a momentos flectores importantes (especialmente en la base y en las zonas donde las cargas laterales, como las sísmicas, son más críticas), el diseño a flexión requiere una disposición de refuerzo similar a la de una columna, pero con múltiples capas de acero distribuidas a lo largo de toda la superficie del muro.

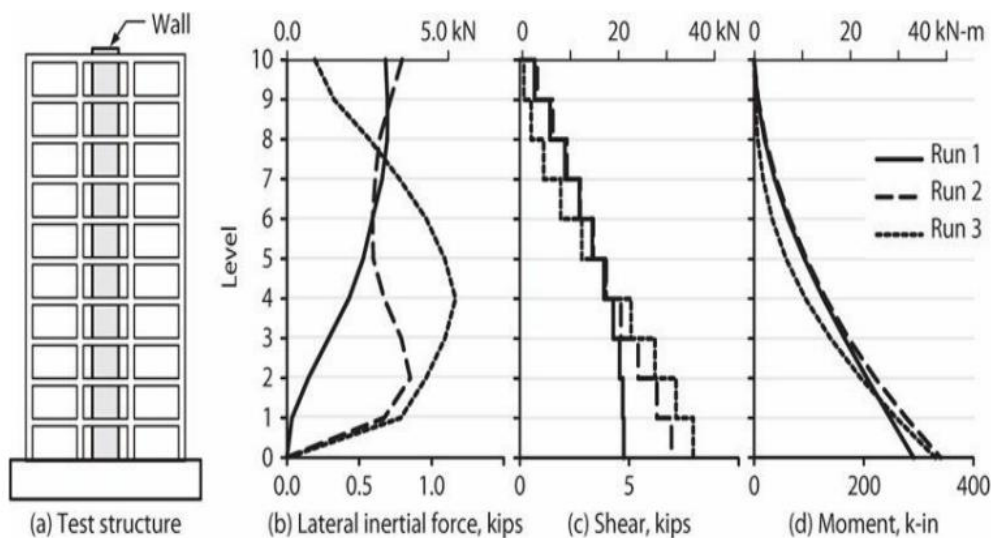
Por lo tanto, el resultado final de un muro estructural diseñado a flexión es el diagrama de interacciones, el cual representa la relación entre la capacidad del elemento para resistir cargas axiales y momentos flectores. Además, en dicho diagrama, deben incluirse las cargas y momentos actuantes sobre el elemento. A continuación, se presenta un ejemplo de cómo luciría un diagrama de este tipo:



**Figura 16: Diagrama de iteración de un muro de ejemplo.**

## 10.4 CAPACIDAD NOMINAL A CORTANTE DEL MURO ESTRUCTURAL

El diseño de la capacidad nominal a corte de un muro estructural es un proceso clave en la ingeniería estructural, que busca garantizar que el muro pueda resistir las fuerzas laterales generadas por cargas de viento, sismo u otras acciones horizontales. La capacidad a corte de un muro se determina considerando tanto las propiedades del concreto como el refuerzo utilizado, asegurando que el muro pueda soportar las fuerzas de cortante sin fallar antes que otros elementos estructurales. Este diseño es acompañado por un análisis de los diagramas de cortante y momento flector, que permiten visualizar cómo se distribuyen las fuerzas a lo largo del muro, ayudando a definir zonas críticas y asegurando que el diseño sea seguro y eficiente. Un diagrama de corte típico se presenta en la siguiente figura:

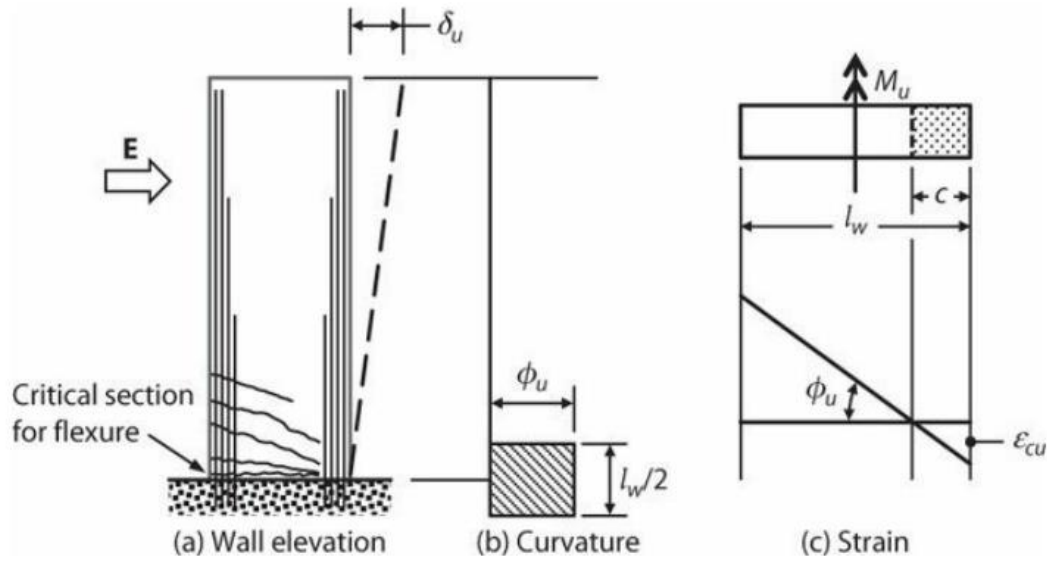


**Figura 17: Diagrama de corte y momento flector en un muro estructural, Jack Moehle.**

La resistencia a corte de un muro estructural está definida por la siguiente ecuación:  $V_n = A_{cv} * (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'_c} + \rho_t F_y)$ , en donde  $\alpha_c$  varía en función de la relación entre la longitud de la base  $l_w$  y la altura del muro  $h_w$ , es decir si  $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$ ,  $\alpha_c$  es 3.0, pero si  $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ ,  $\alpha_c$  es 2.0, y si la relación  $h_w/l_w$  es un valor intermedio entre 1.5 y 2, se debe realizar una interpolación. El coeficiente  $\lambda$  para hormigones normales es igual a 1. Además, se debe considerar que la resistencia a corte  $V_n$  no debe ser mayor que:  $8 * A_{cv} * \sqrt{f'_c}$ . Cabe mencionar que  $A_{cv}$  es el área bruta de hormigón, la cual esta definida por el espesor del muro estructural y por su longitud.

Cuando las fuerzas cortantes no son modificadas con ningún factor entonces  $\phi = 0.6$ , pero si las fuerzas fueron modificadas por un factor de sobre resistencia  $\phi_o = \frac{M_{n,CS}}{M_{u,CS}}$ , entonces se permite usar  $\phi=0.75$  cuando se desea comprobar que la demanda a corte es inferior a la capacidad a cortante  $V_u \leq \phi V_n$ . Cabe mencionar que usar  $\phi_o$  es más conservador porque la resistencia a flexión que llegaría a desarrollar el muro estaría muy cerca del momento probable. Los valores típicos de  $\phi_o$  son mayores o iguales a 1.5. De acuerdo con el ACI 318-19, el factor de sobre resistencia de cortante varia de la siguiente forma: cuando  $\frac{h_w}{l_w} > 1.5$ , entonces  $\phi_o$  es  $M_{pr}/M_u$ ; cuando  $h_w/l_w \leq 1.5$ ,  $\phi_o$  es 1.

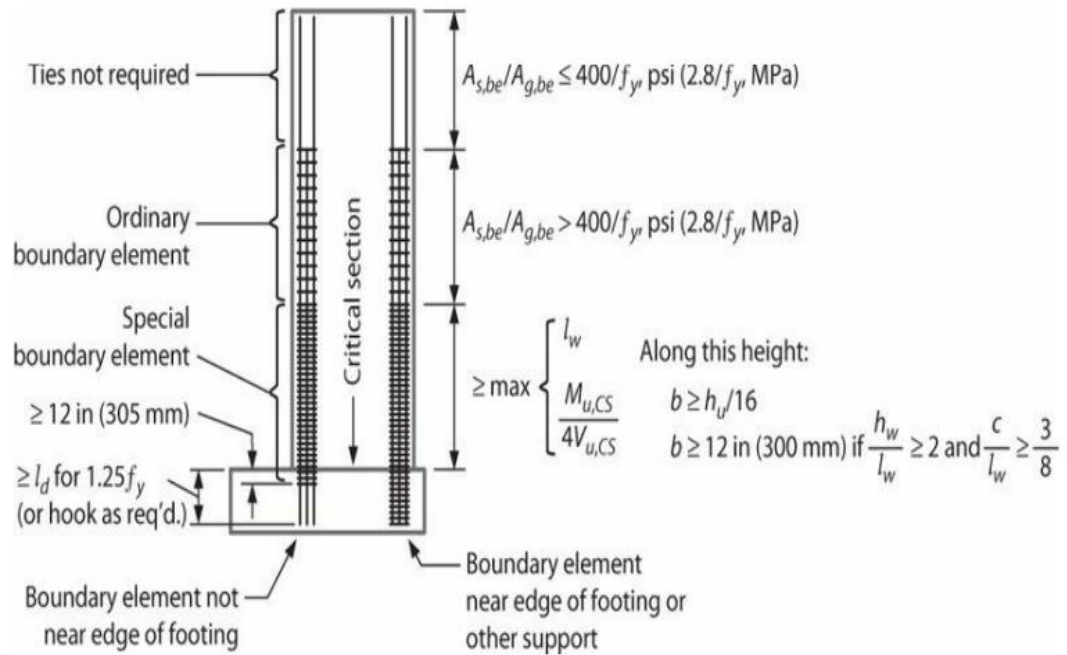
El muro va a soportar un gran porcentaje de las fuerzas sísmicas que actúen sobre el edificio, sin embargo, llegara un punto en cual el elemento estructural empieza a deformarse en la base de este, ocasionando una rotula plástica. Por lo tanto, la resultante de las fuerzas de corte que se ubicaban a 2/3 de la altura total del edificio, empiezan a descender hacia la base del muro, ocasionando que en la base se forme una zona critica como se muestra en la siguiente figura:



**Figura 18: Zona crítica de un muro estructural ante fuerzas sísmicas, Jack Moehle.**

Entonces debido a este fenómeno es importante considerar el factor de amplificación dinámica. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) menciona que la amplificación dinámica de corte  $\omega_v = 1 + \frac{\mu}{\phi_o} * C_{2,T}$ , donde  $\omega_v$  es el factor de amplificación dinámica de corte,  $\mu$  es la ductilidad que es igual a  $\frac{R}{2}$ , y  $C_{2,T}$  es igual a  $0.067 + 0.4 * (T_i - 0.5) \leq 1.15$ , tomando en cuenta que  $T_i$  es el periodo fundamental de la estructura. Es importante considerar la resistencia a corte de la parte superior del muro  $V_n^o$  que es igual a  $V_n^o = (0.9 - 0.3 * T_i) * V_B^o \geq 0.3 * V_B^o$ , y se debe tomar en cuenta que  $V_B^o = \phi_o * \omega_v * V_{Base}$ .

Para considerar el detallamiento del refuerzo a cortante del muro estructural se debe considerar la información que se presenta en la figura 19, y que la separación de estribos en los elementos de borde para un acero de Grado 420, es el menor de la longitud  $l_w$  o de la relación  $\frac{M_n}{4V_u}$ .



**Figura 19: Distribución de refuerzo transversal en un muro estructural, Jack Moehle.**

## 11.MODELACIÓN DEL EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO EN SAP2000

### 11.1 DEFINICIÓN DEL PROYECTO Y CONFIGURACIÓN INICIAL

Se inició SAP2000 y se seleccionó la opción “New Model”. A continuación, se configuraron las unidades de trabajo (metros, kilonewtons, toneladas, etc.) y se eligió el tipo de modelo inicial, seleccionando la plantilla predefinida “Grid Only”. Posteriormente, se ajustaron las dimensiones de cada vano, teniendo en cuenta que en SAP2000 es posible adaptar el modelo según las vistas requeridas (x-y, x-z, y-z). Con estos pasos, se estableció la hoja de trabajo.

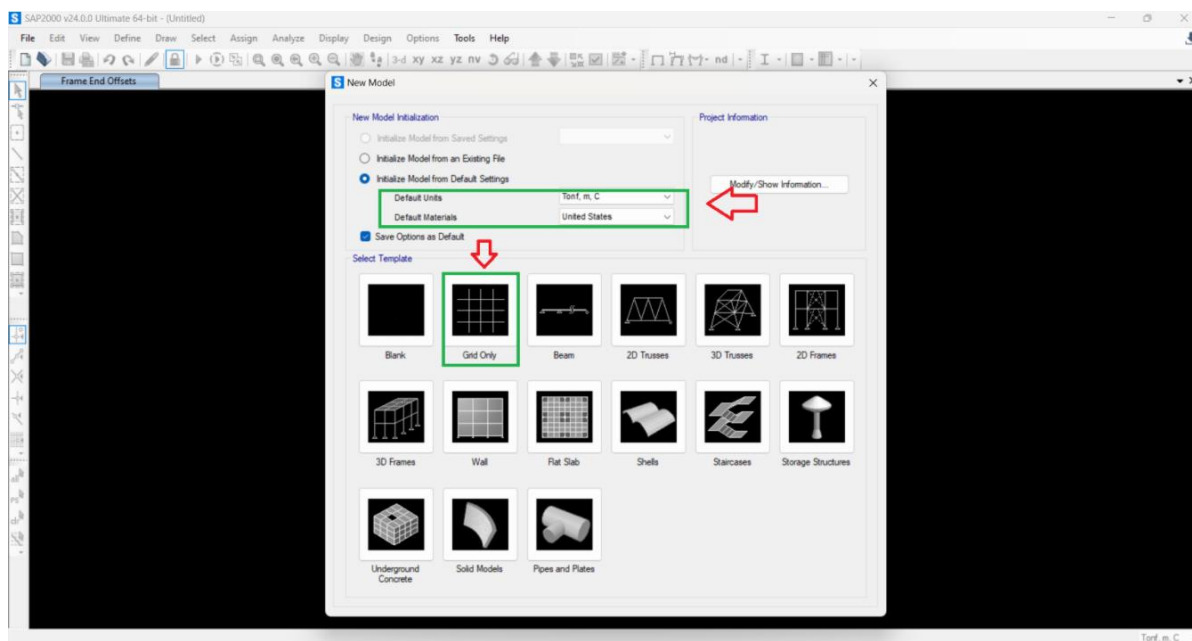
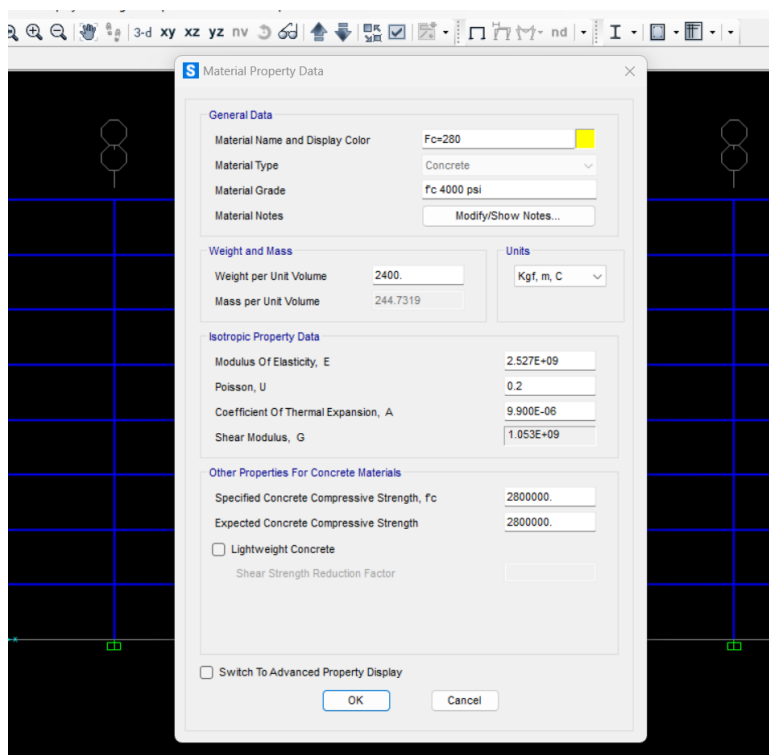


Figura 20: Configuración inicial del proyecto.

## 11.2 Definición de los materiales y las secciones transversales de los elementos

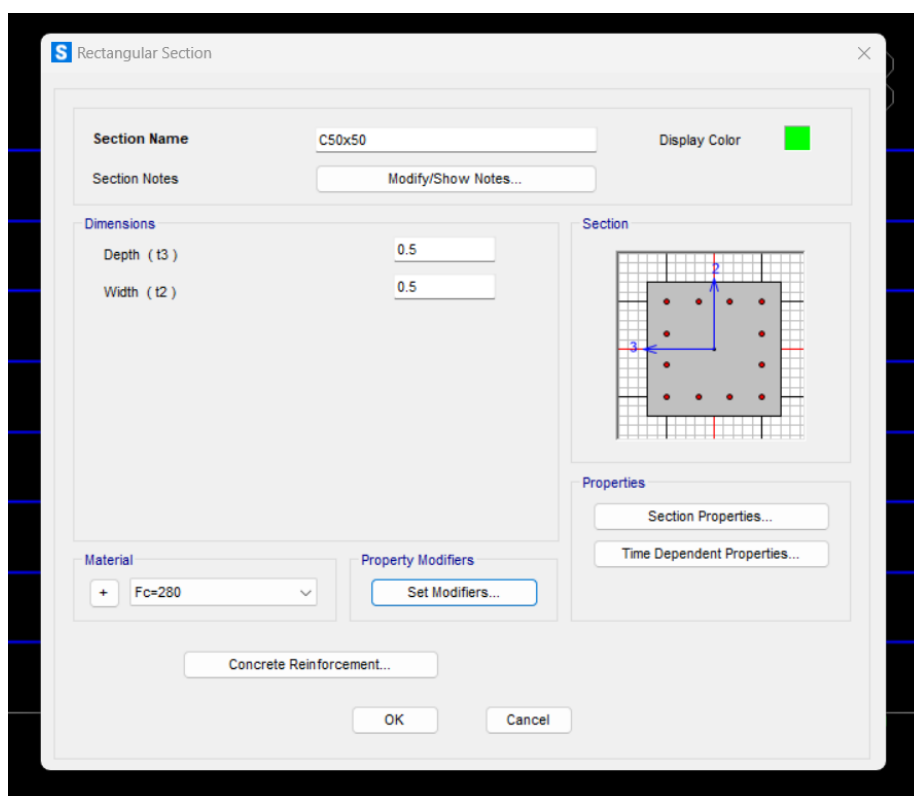
Se definió el material que en este caso es hormigón de  $f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$ , para esto se seleccionó “Define”, luego “Materials” y “Add new material”. En la pestaña que se abre, se insertó todas las propiedades del hormigón como el peso específico ( $\gamma_h = 2400 \frac{kg}{m^3}$ ) y la resistencia a la compresión ( $f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$ ).



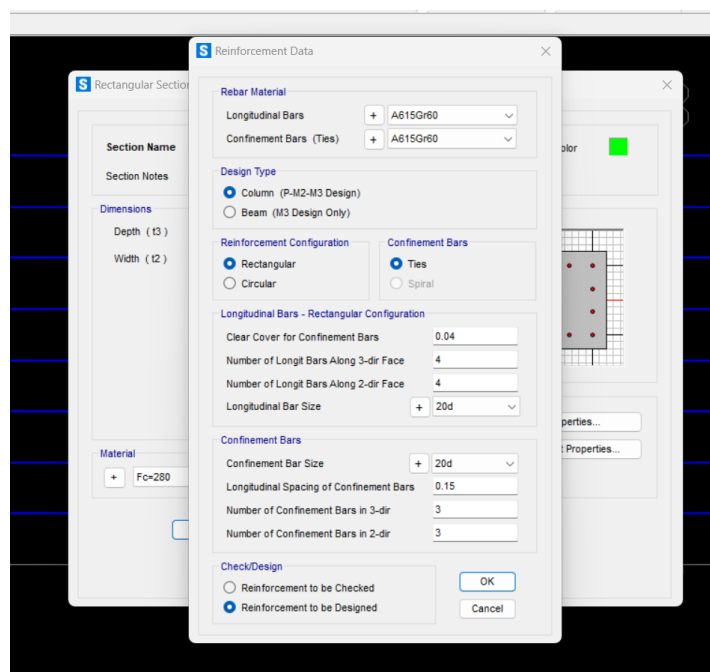
**Figura 21: Definición del material.**

Se definieron las secciones estructurales ingresando a “Define” > “Section Properties” > “Frame Section”. En este apartado se crearon tanto las vigas como las columnas necesarias para el análisis. Para ello, se seleccionó “Create New Element”, eligiendo concreto como material y

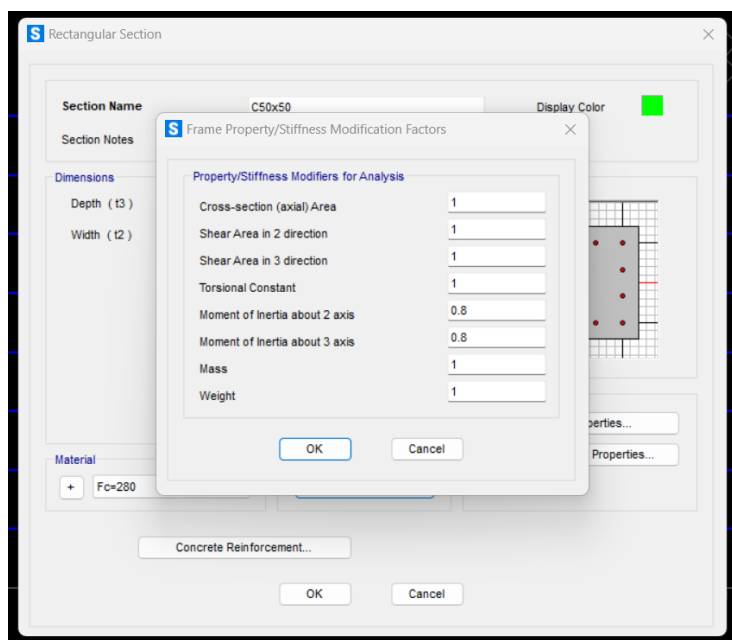
configurando la sección transversal como un rectángulo. A continuación, se definieron las dimensiones de la sección transversal (Depth y Width). Posteriormente, se accedió al botón “Concrete Reinforcement”, donde se seleccionó la opción “Column”. En este punto, se configuró el refuerzo transversal como “Ties” y se aseguró que estuviera activada la opción “Reinforcement to be designed”. Una vez configurado, se hizo clic en “OK”. El siguiente paso fue ajustar las propiedades modificadoras mediante el botón “Set Modifiers”, considerando las disposiciones de la NEC 2015. Según esta normativa, las columnas deben ser consideradas como agrietadas, lo que implica que la inercia en los ejes locales 2 y 3 debe reducirse al 80% (0.8).



**Figura 22: Dimensiones de la columna.**

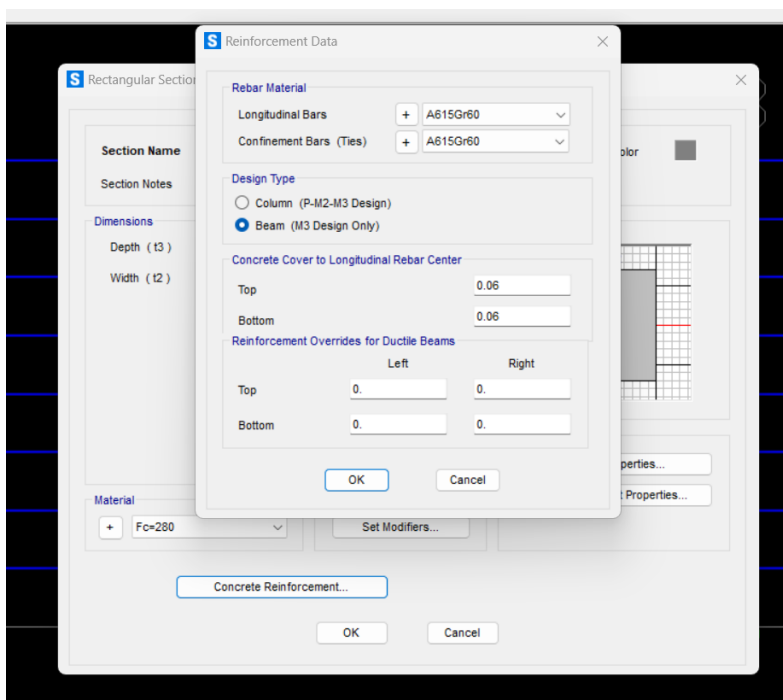


**Figura 23: Información de refuerzo de la columna.**

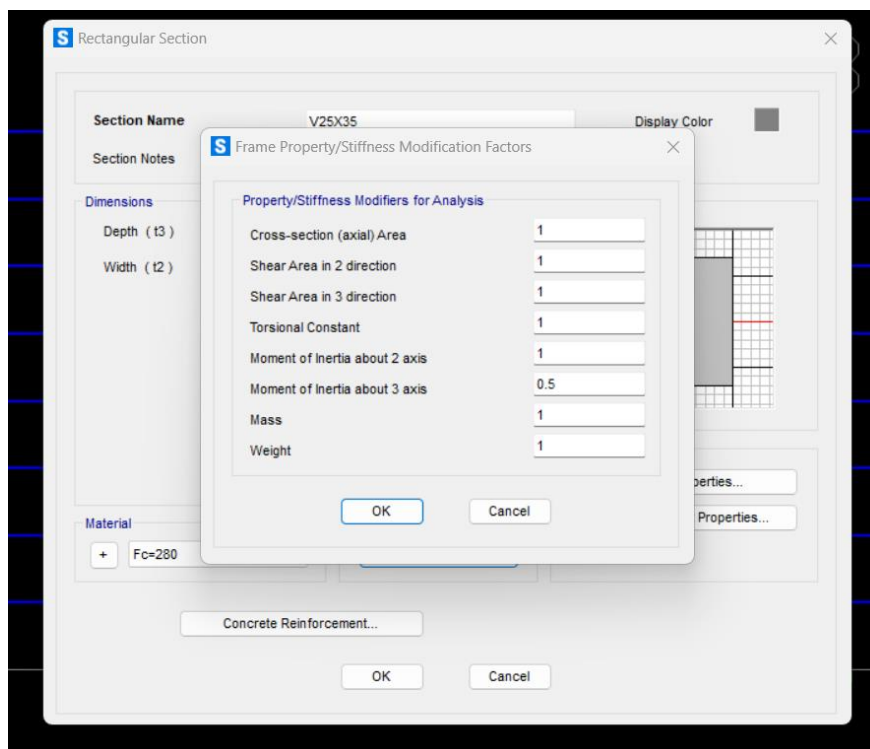


**Figura 24: Inercia agrietada de la columna.**

Para dimensionar una viga, se siguieron los mismos pasos que para una columna, con la única diferencia de que, en la opción “Concrete Reinforcement”, se seleccionó “Beam” en lugar de “Column”. Además, dado que la viga es un elemento estructural diseñado para soportar cargas perpendiculares a su longitud, de acuerdo con la NEC 2015, debe considerarse como agrietada. Esto implica que la inercia agrietada debe ser de 0.5, pero únicamente en el eje local 3.

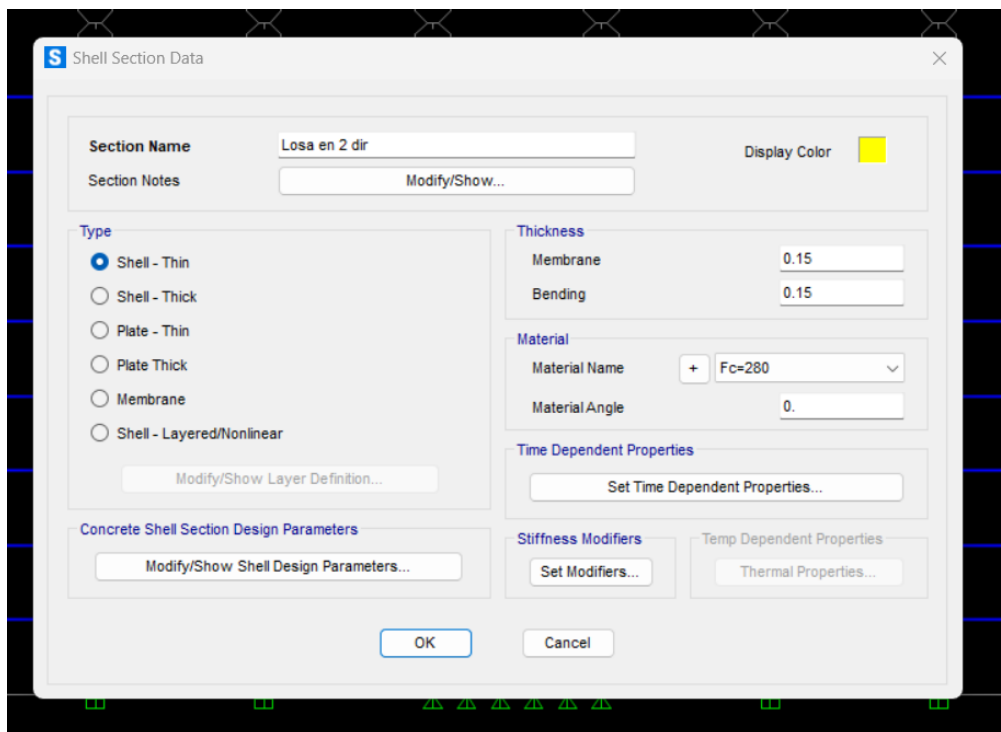


**Figura 25: Información de refuerzo de la viga.**

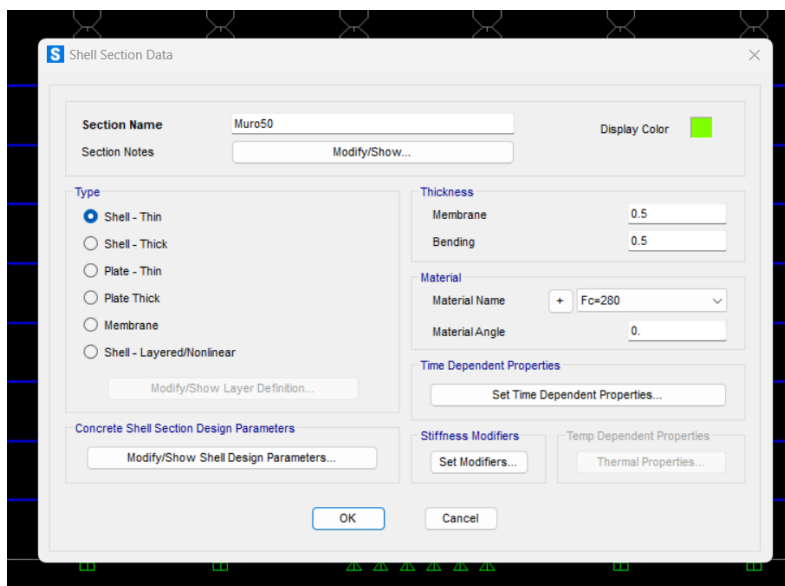


**Figura 26: Inercia agrietada de la viga.**

Para definir las superficies de área como son las losas y los muros estructurales se hizo dando clic en: “Define”, “Section Properties”, “Area Section”, “Add new section”. Se colocó el nombre de la sección y se seleccionó el tipo “Shell thin” tanto para la losa como para el muro. En la opción “Thickness” se colocó el ancho de las estructuras, para la losa se escogió un espesor de 15 cm y para el muro de 50 cm.



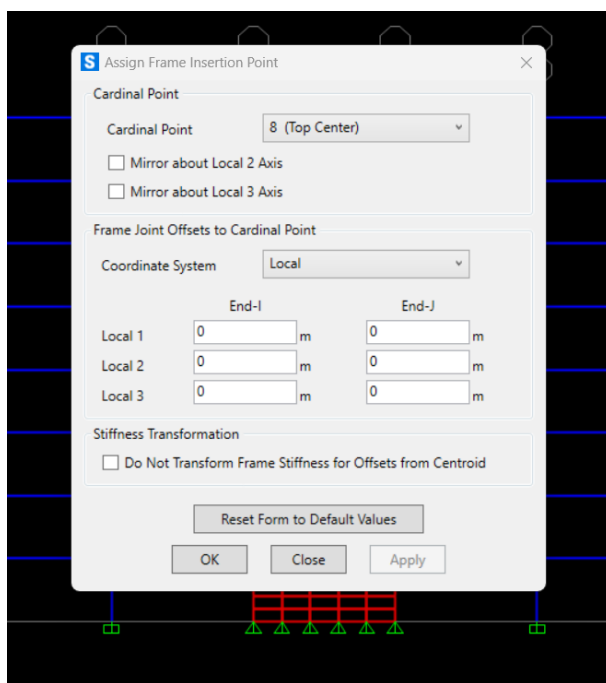
**Figura 27: Losa en dos direcciones.**



**Figura 28: Muro estructural.**

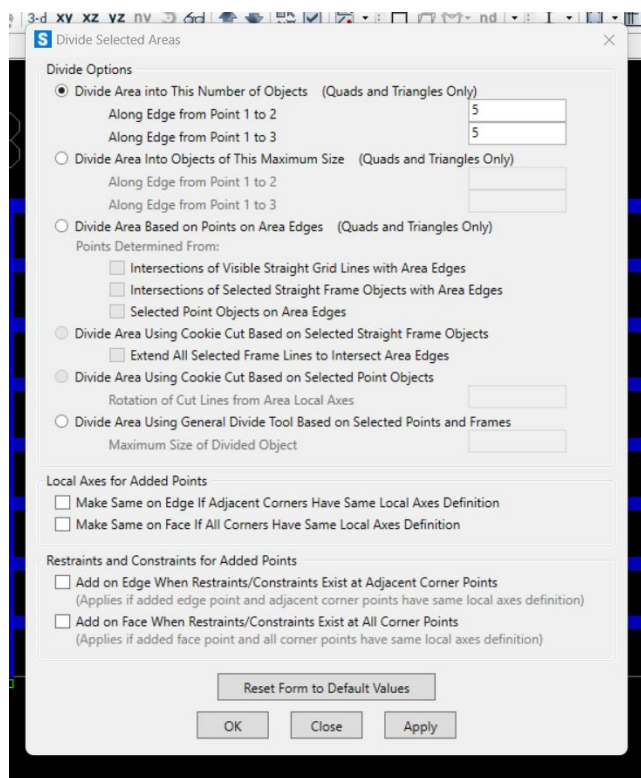
### 11.3 CREACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

Se asignaron las secciones previamente definidas para comenzar con el modelado del edificio. Para ello, se utilizaron las herramientas de SAP2000, como “Draw Frame/Cable” y “Quick Draw Frame/Cable”. Asimismo, para dibujar las secciones definidas como áreas, se empleó la herramienta “Quick Draw Area”. A continuación, se seleccionaron todas las vigas y, desde el menú “Assign”, se accedió a “Frame” > “Insertion Point”. En la pestaña correspondiente, se eligió la opción “Top Center”. Este ajuste permite que la conexión entre las vigas y las columnas se asemeje de manera más realista al comportamiento estructural en la realidad.

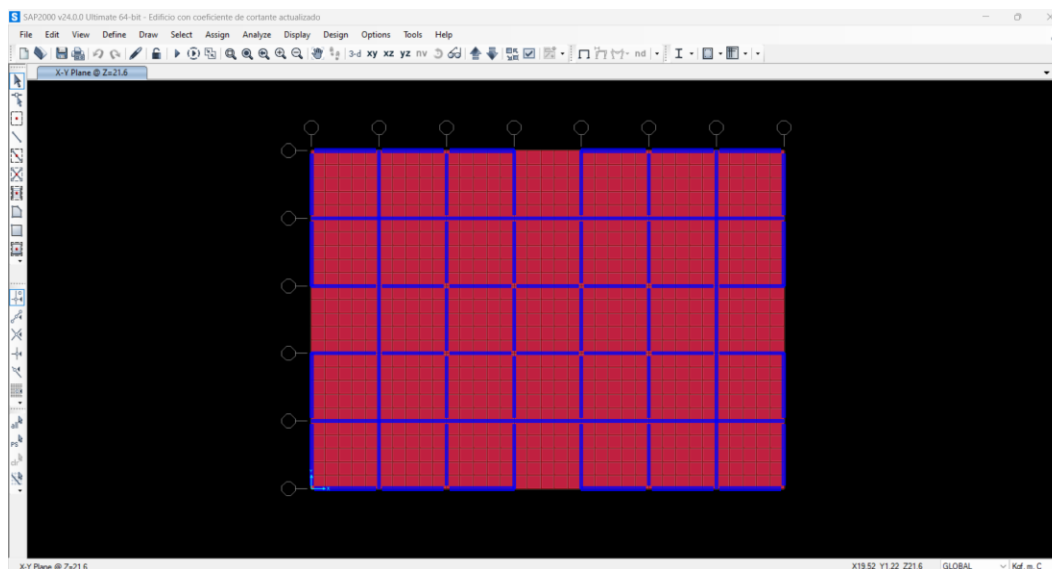


**Figura 29: Asignación de los Insertion points a las vigas.**

Es fundamental discretizar los elementos de área en secciones más pequeñas para obtener resultados más precisos durante el análisis del modelo. Por esta razón, tanto el muro como la losa se dividieron en cinco elementos a lo largo de los ejes en los que se encuentran. Este proceso se realizó seleccionando el elemento de área y luego accediendo al menú “Edit” > “Edit Areas” > “Divide Areas”. En la ventana emergente, se configuró la opción para dividir el elemento en el número de secciones especificado. Esta discretización mejora la precisión y el detalle en los resultados del análisis estructural.

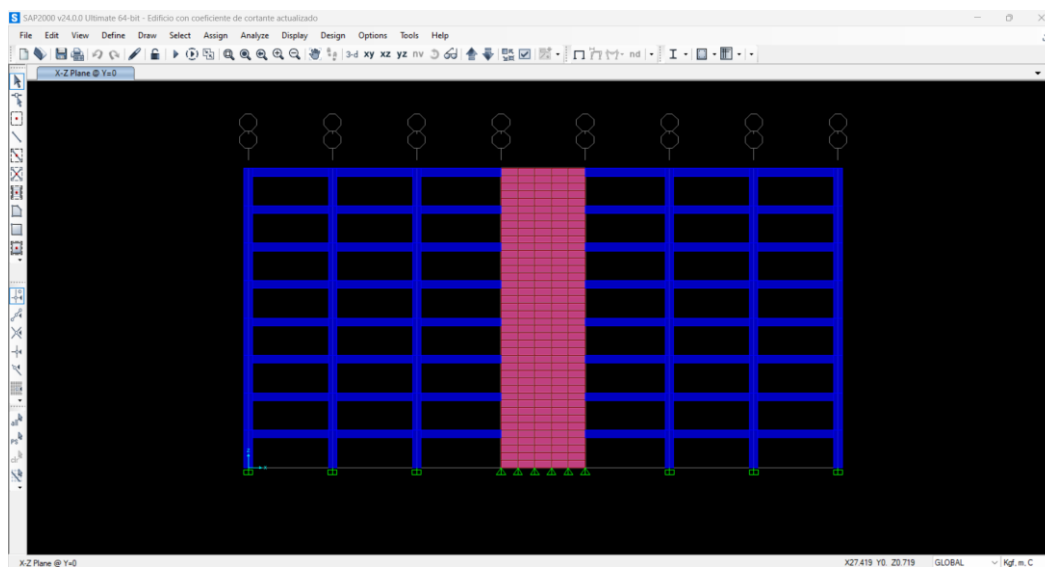


**Figura 30: Discretización de los elementos de área.**

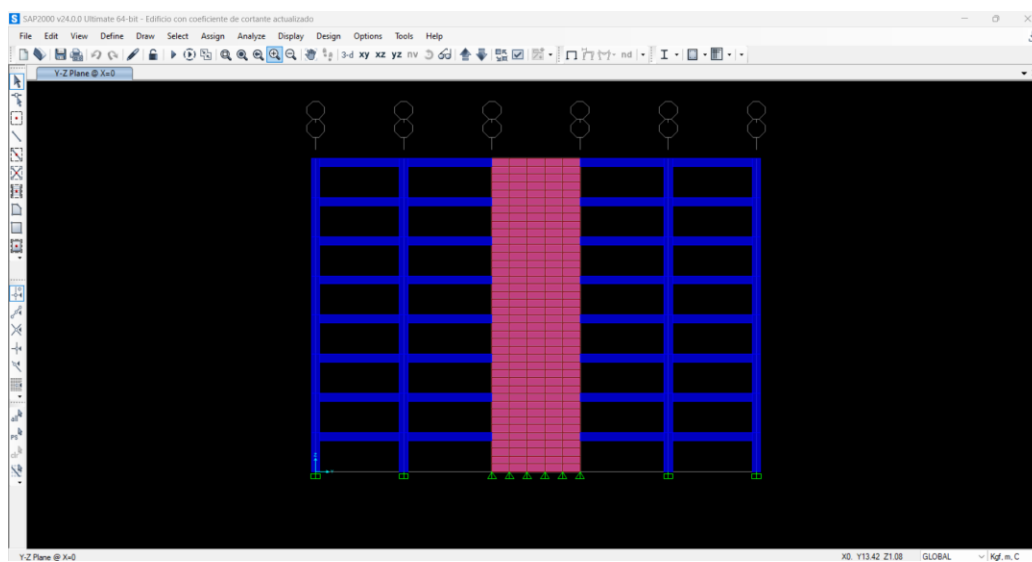


**Figura 31: Vista en x-y de la última planta del edificio.**

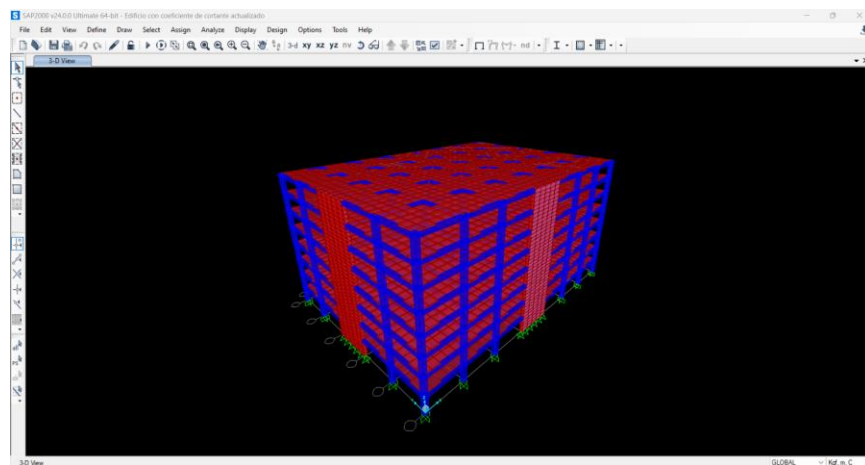
Se definieron las condiciones de frontera para la base de los elementos estructurales, como las columnas y los muros. Para ello, se seleccionaron los “Grid Points” correspondientes a la base de la estructura. En el caso de las columnas, se aplicaron restricciones empotradas, mientras que, para los muros, se asignaron restricciones de desplazamiento. Estas configuraciones aseguran que las condiciones en la base reflejen adecuadamente el comportamiento estructural esperado en el modelo.



**Figura 32: Vista en x-z del edificio.**

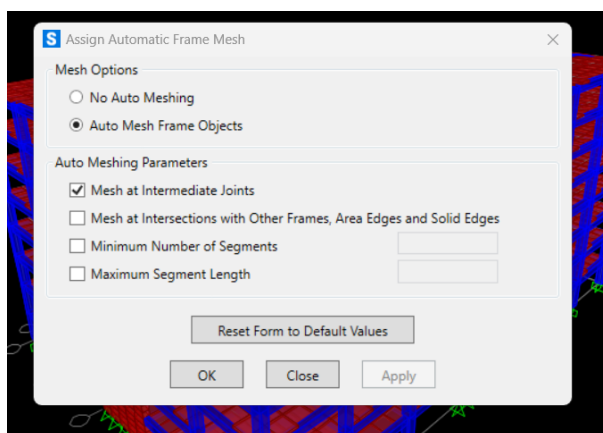


**Figura 33: Vista y-z del edificio.**



**Figura 34: Vista 3-D del edificio.**

Es fundamental conectar las vigas perimetrales con las membranas subdivididas de las losas para garantizar una adecuada interacción estructural en el modelo. Para lograrlo, se seleccionaron las vigas y los nudos perimetrales de cada vano. Posteriormente, se accedió al menú “Assign” > “Frame” > “Automatic Frame Mesh”. Esta función permite ajustar automáticamente la malla de las vigas para integrarlas correctamente con las membranas de las losas.

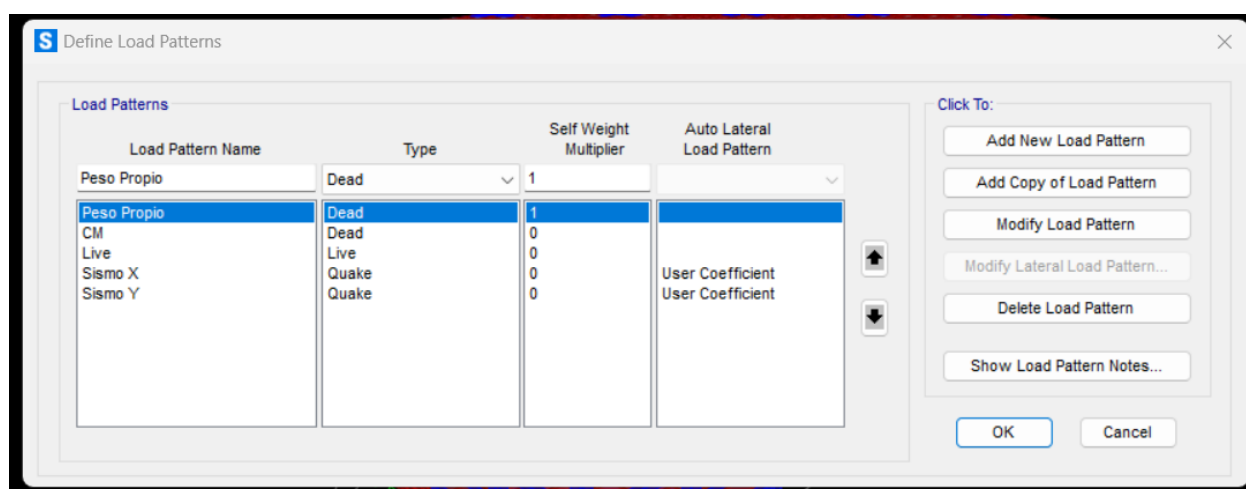


**Figura 35: Verificación de la conexión entre los elementos perimetrales y las vigas.**

## 11.4 DEFINICIÓN DE CARGAS

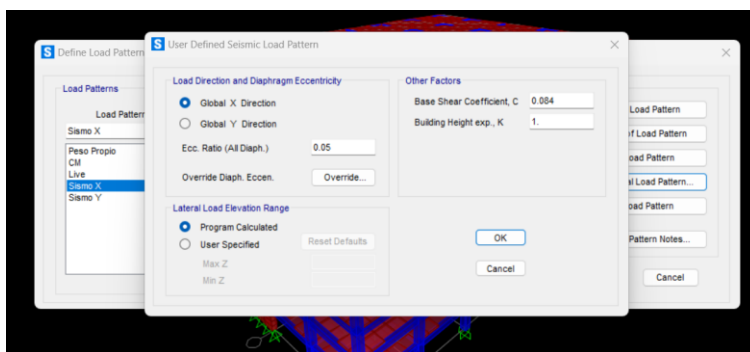
Se debe tener claro que si bien es cierto el método con el cual se analizó el edificio es por medio de un análisis modal espectral, se debe tomar en cuenta que también se usó el método de los coeficientes, esto solo para comprobar que los resultados obtenidos por el método de análisis modal espectral sean los más críticos.

Se definió los patrones de carga de la siguiente manera: Define, Load patterns y en la pestaña que se despliega se debe colocar las cargas que van a actuar en el edificio tal como se muestra en la siguiente figura:



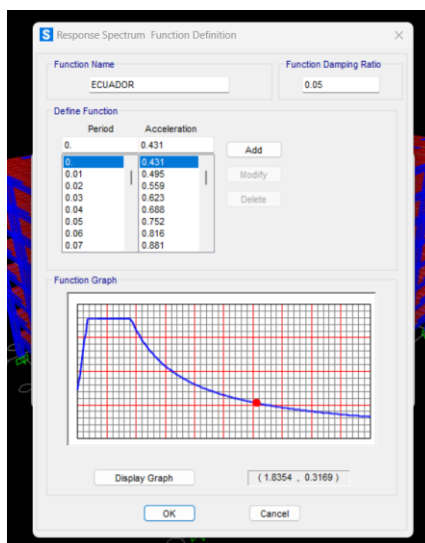
**Figura 36: Patrones de carga.**

En el caso de los sismos, se debe seleccionar el tipo de carga y luego se debe dar clic en Modify Lateral Load Pattern, aquí se inserta el coeficiente de corte.



**Figura 37: Coeficiente de corte.**

Luego es importante definir el espectro de diseño que ya se había calculado previamente. Para esto se debe seleccionar: Define, functions, response spectrum, se debe añadir uno nuevo y se debe colocar los parámetros iniciales para diseñar el espectro. A pesar de que el programa calcula el espectro automáticamente, se prefirió insertar cada uno de los valores de manera manual para cada periodo.



**Figura 38: Definición del espectro de diseño.**

Se definieron los casos de carga accediendo a “Define” > “Load Cases”. En particular, se prestó especial atención a los casos ECUX y ECUY, ya que estos representan la modelación de la estructura mediante el método de análisis modal espectral. En la ventana que se despliega, se completaron los datos correspondientes considerando las características específicas del análisis modal. Es importante destacar que el factor de escala debe configurarse con base en el valor proporcionado en la Tabla 11, asegurando que los parámetros sean consistentes con los requerimientos normativos y las condiciones del proyecto.

**Load Case Data - Response Spectrum**

**Load Case Name:** ECUX **Set Def Name** **Notes** **Modify/Show...**

**Load Case Type:** Response Spectrum **Design...**

**Modal Combination:**  
☒ CQC ☐ SRSS ☐ Absolute ☐ GMC ☐ NRC 10 Percent ☐ Double Sum  
 GMC f1: 1. GMC f2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

**Modal Load Case:**  
 Use Modes from this Modal Load Case: MODAL-RITZ  
☒ Standard - Acceleration Loading ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

**Directional Combination:**  
☒ SRSS ☐ CQC3 ☐ Absolute  
 Scale Factor:

**Mass Source:**  
 Previous (MASA)

**Diaphragm Eccentricity:**  
 Eccentricity Ratio: 0. **Override Eccentricities** **Override...**

**Loads Applied:**

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|-----------|-----------|----------|--------------|
| Accel     | U1        | ECUADOR  | 0.82         |
|           |           |          |              |
|           |           |          |              |

**Add** **Modify** **Delete**

☐ Show Advanced Load Parameters

**Other Parameters:**  
 Modal Damping: Constant at 0.05 **Modify/Show...**

**OK** **Cancel**

**Figura 39: Definición del caso de carga ECUX.**

**Figura 40: Definición del caso de carga ECUY.**

Para calcular la carga muerta del edificio se lo hizo de la siguiente manera:

$$Enlucido y masillado = 1m * 1m * 0.02m * 2200 \frac{kg}{m^3} = 44 \frac{kg}{m^2}$$

$$Recubrimiento de piso = 1m * 1m * 0.02m * 1800 \frac{kg}{m^3} = 18 \frac{kg}{m^2}$$

$$Peso de mampostería = 150 \frac{kg}{m^2}$$

$$Cielo falso = 10 \frac{kg}{m^2}$$

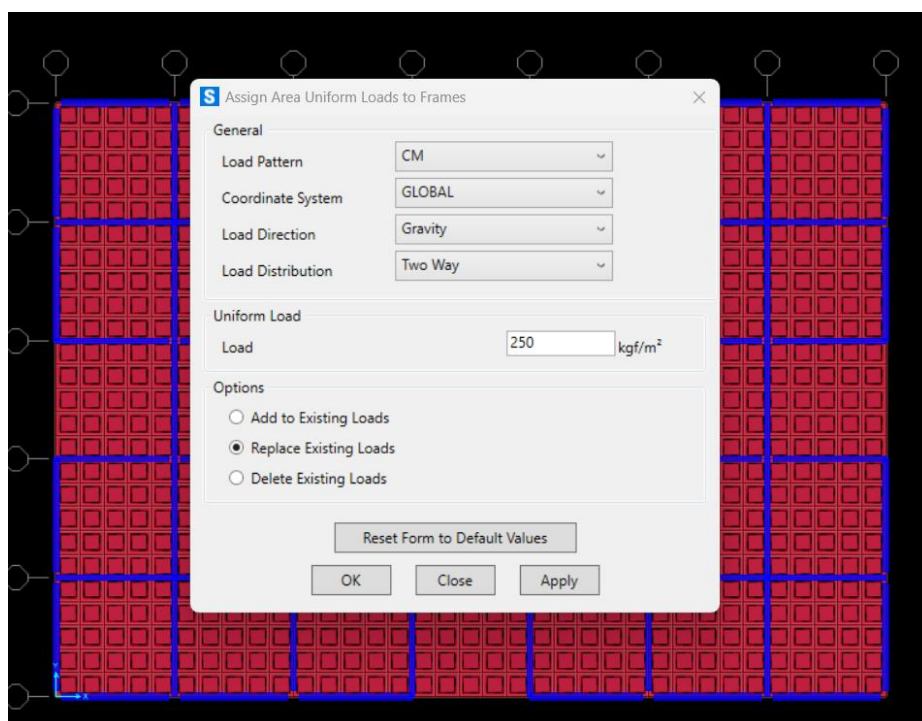
$$Instalaciones = 20 \frac{kg}{m^2}$$

$$Carga permanente adicional = (44 + 18 + 150 + 10 + 20) \frac{kg}{m^2} = 242 \frac{kg}{m^2}$$

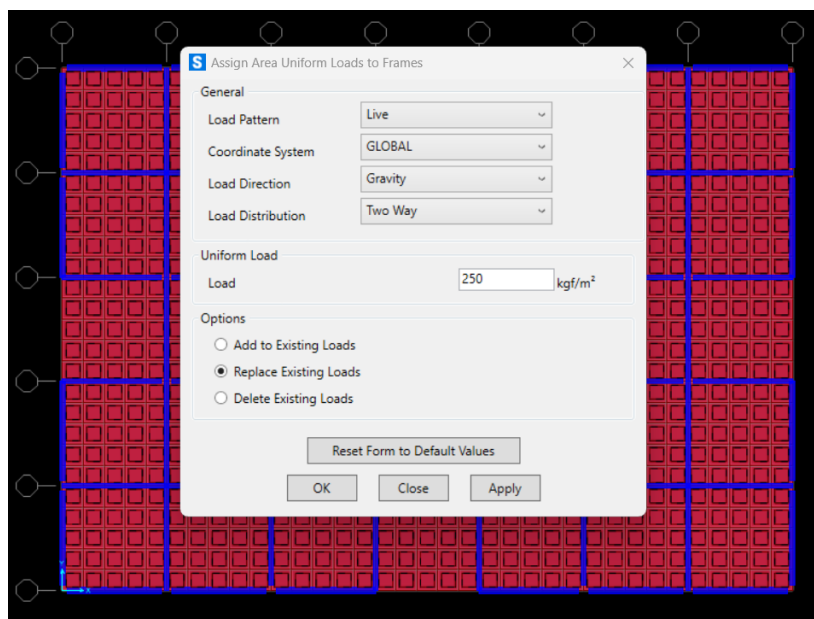
A pesar de que el resultado es de  $242 \frac{kg}{m^2}$ , se optó por escoger un valor mas conservador

como lo es  $250 \frac{kg}{m^2}$ .

De acuerdo con la NEC 2015 la carga viva para el edificio debería ser de  $240 \frac{kg}{m^2}$ , sin embargo, para ser mas conservadores se usó  $250 \frac{kg}{m^2}$ . Para asignar los valores mencionados, se seleccionaron todas las losas del edificio y se accedió a “Assign” > “Area Loads” > “Uniform to Frame Shell”. En la ventana que se desplegó, se ingresaron los valores correspondientes para cada tipo de carga, asegurando que fueran consistentes con los requerimientos estructurales y de diseño del modelo.



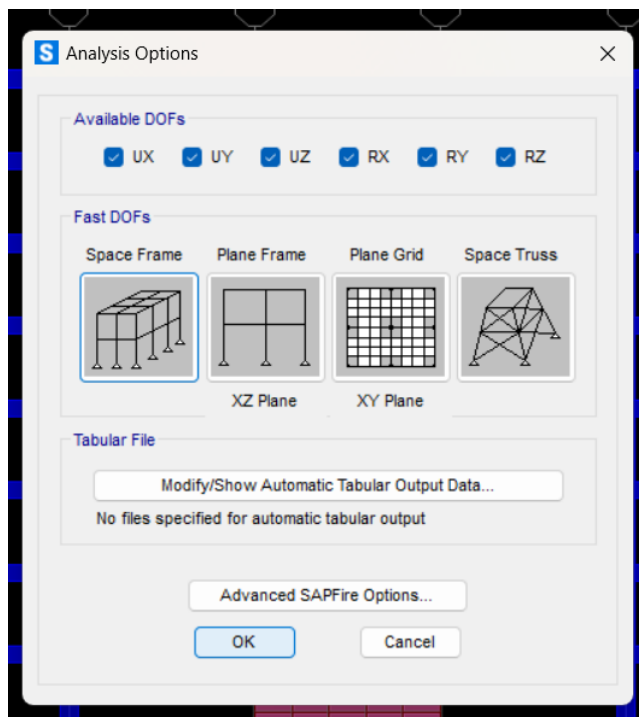
**Figura 41: Asignación de carga muerta.**



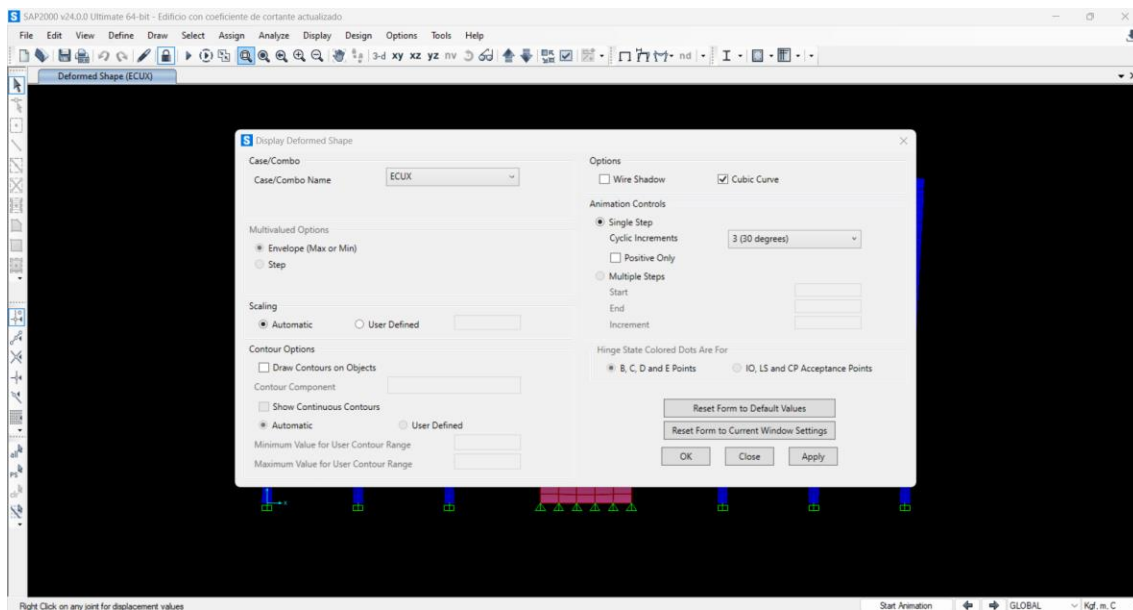
**Figura 42: Asignación de carga viva.**

## 11.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

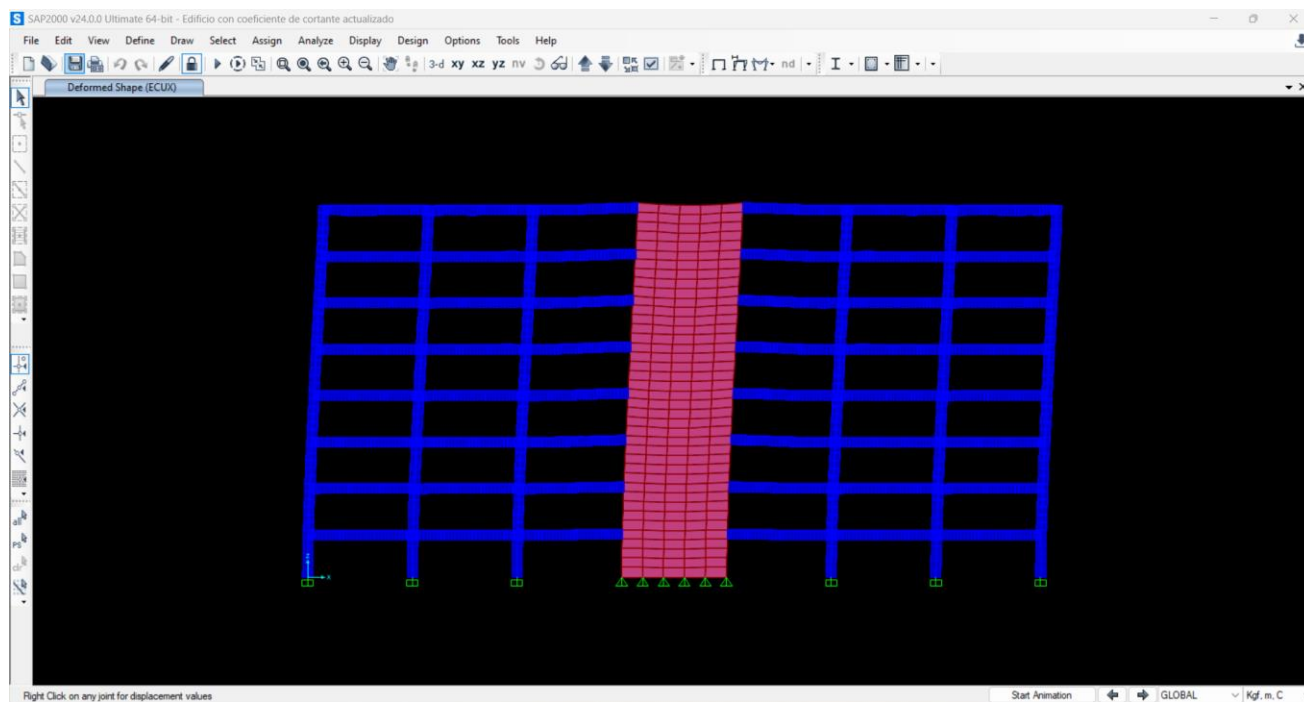
Se hizo clic en “Analyze”, luego se seleccionó “Set Analysis Options” y se eligió la opción “Space Frame”. Posteriormente, se hizo clic en “Run Analysis” para ejecutar el análisis. Una vez realizado el análisis, se pueden obtener los resultados deseados. Por ejemplo, para analizar las derivas de piso, dependiendo de la vista en la que se esté observando el modelo, se puede solicitar la deformada de la estructura bajo la carga seleccionada (en este caso ECUX). Luego, se puede acercar el cursor al nudo específico en el que se desea observar el valor de la deformación que sufrió dicho elemento. Esto permite obtener información detallada sobre el comportamiento estructural del modelo bajo las cargas definidas.



**Figura 43: Definición de los parámetros de análisis.**

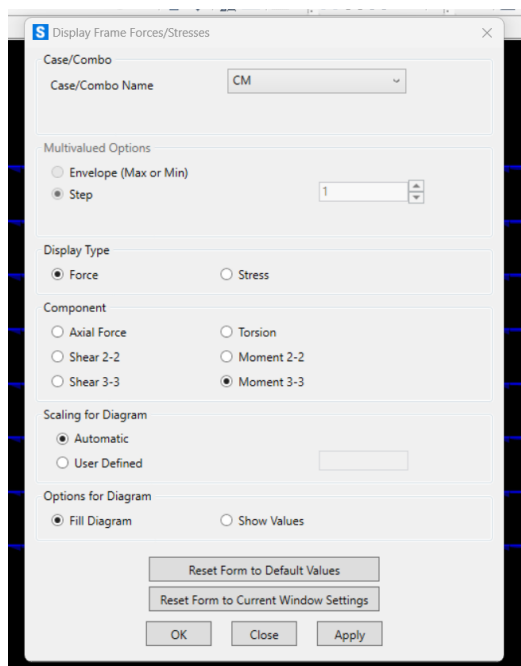


**Figura 44: Definición de los parámetros para obtener la deformada según el tipo de carga.**

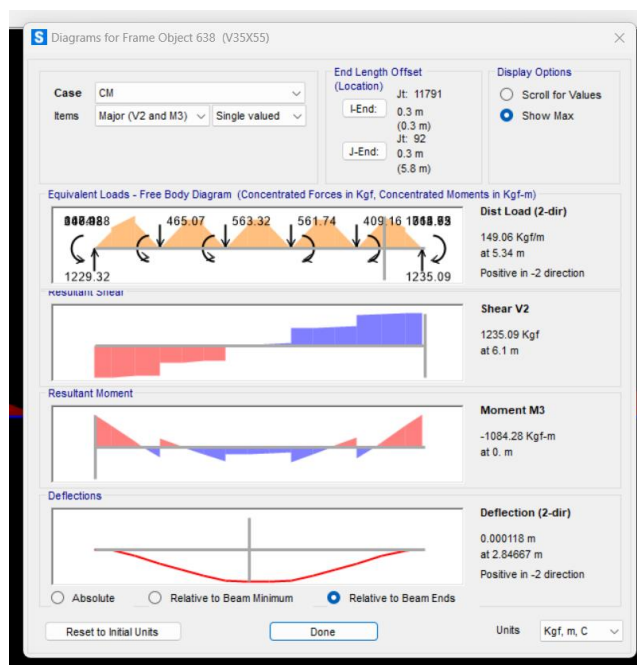


**Figura 45: Deformada del edificio con la carga ECUX.**

También es posible obtener los diagramas de momento, corte y fuerzas axiales en la estructura. Para ello, se debe hacer clic en “Show Forces/Stresses” y luego seleccionar “Frame/Cable/Tendons”. En la ventana que se despliega, se elige el tipo de carga y el diagrama que se desea visualizar. Por ejemplo, al seleccionar el tipo de carga “Muerta”, se puede solicitar los diagramas de momento correspondientes. Esto permite analizar el comportamiento estructural bajo las diferentes cargas aplicadas en el modelo.

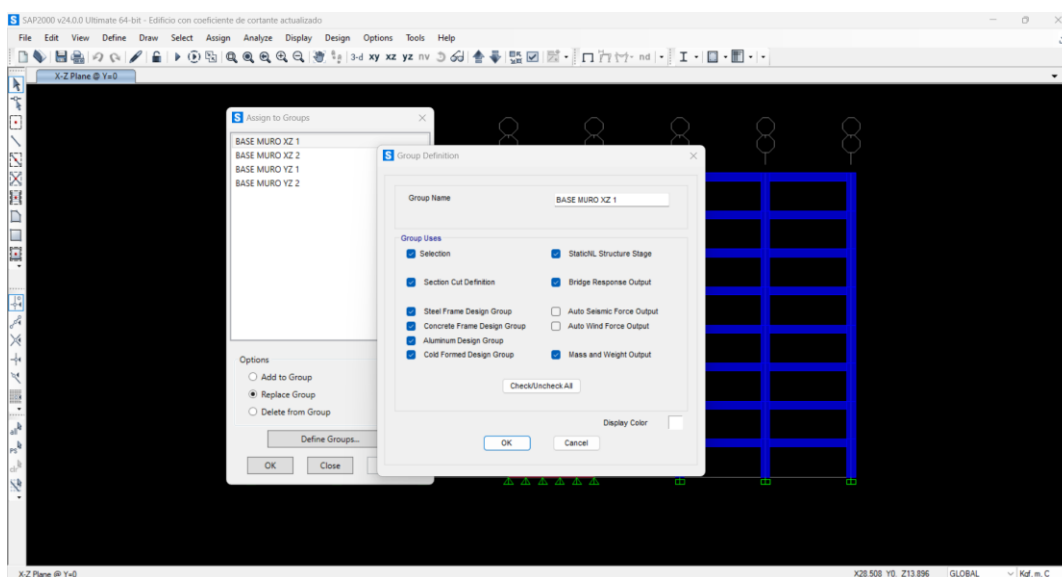


**Figura 46: Parámetros de diseño para obtener los resultados en SAP2000.**



**Figura 47: Diagramas de momento por carga muerta en una viga aleatoria.**

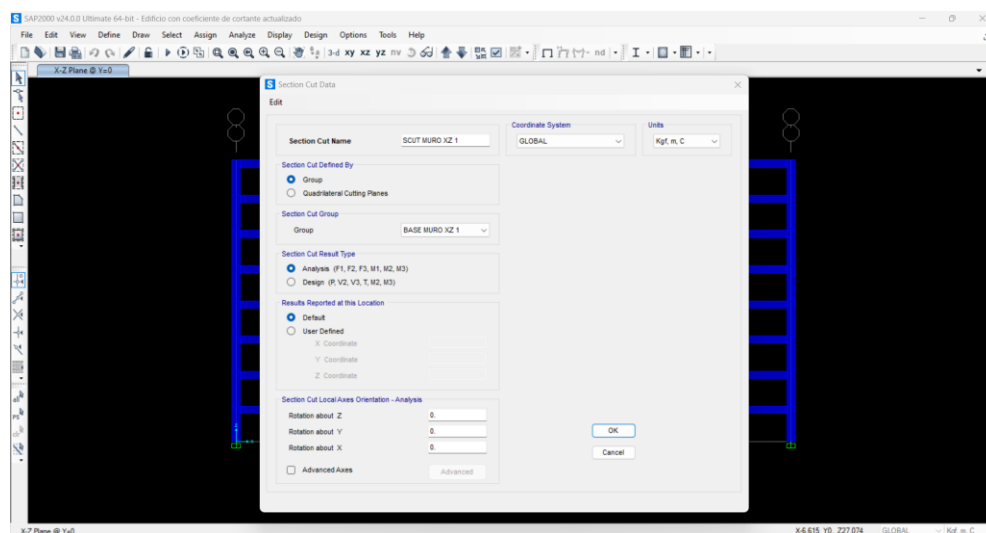
Para obtener los cortantes en la base del muro, primero es necesario seleccionar todos los elementos y nudos de la base del muro. Una vez seleccionados, se deben asignar a un grupo accediendo a “Assign” > “Assign to Groups”. En la ventana que se abre, se hace clic en “Define Groups”, luego en “Add New Group”, y se asigna un nombre representativo al grupo, como por ejemplo, “Base del Muro”. Esto facilita la identificación y análisis de los elementos específicos, permitiendo obtener los cortantes directamente asociados a la base del muro en el modelo estructural.



**Figura 48: Asignación de grupos.**

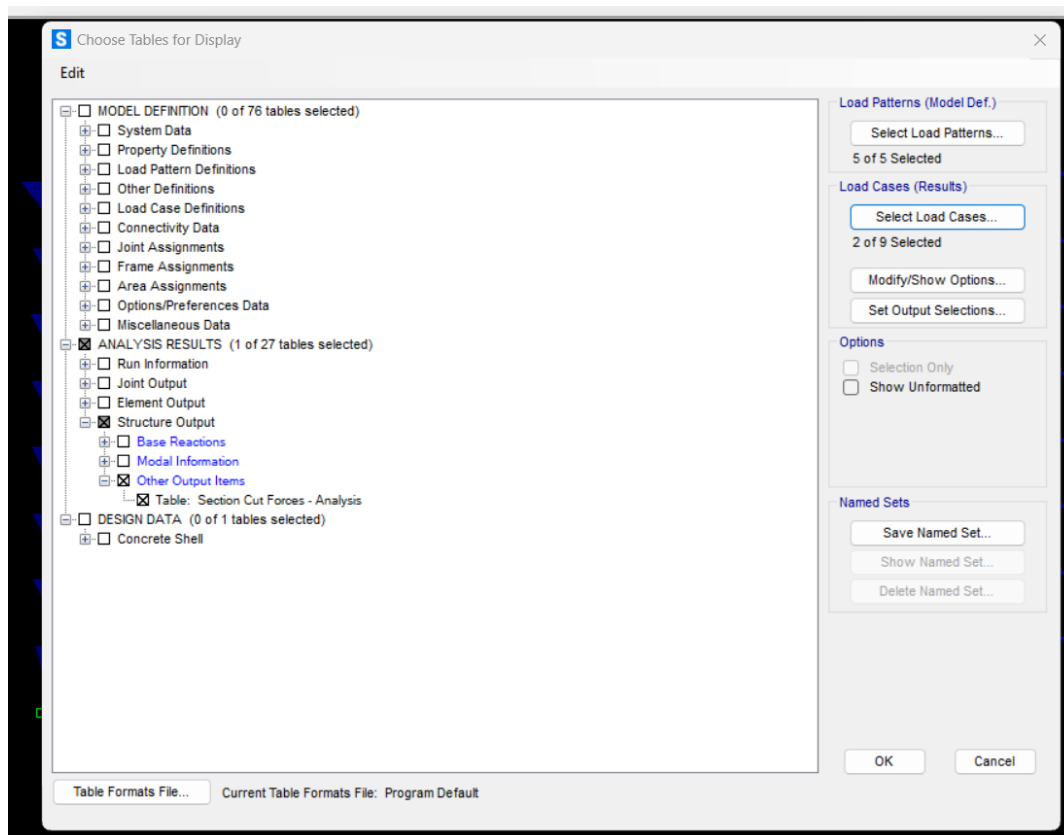
A continuación, es crucial definir una sección de corte para analizar los cortantes en la base del muro. Para ello, se debe acceder a “Define” > “Section Cuts” y hacer clic en “Add New Section Cut”. En la ventana que se despliega, se selecciona el grupo previamente asignado (por ejemplo, “Base del Muro”) como la región de interés para la sección de corte. Este paso permite identificar

y analizar con precisión las fuerzas cortantes y otros parámetros asociados a la base del muro en el modelo estructural.



**Figura 49: Definición de los section cuts.**

Finalmente, se vuelve a ejecutar el análisis del programa haciendo clic en “Run Analysis”. Una vez completado, se accede a “Display” > “Show Tables” para visualizar los resultados. En la ventana que se abre, se seleccionan las opciones necesarias, tal como se muestra en la figura de referencia. Además, se eligen los casos de carga relevantes; por ejemplo, para obtener el cortante en la base del muro, se deben seleccionar los casos ECUX y ECUY, ya que representan las fuerzas laterales. Al hacer clic en “OK”, se despliegan los resultados solicitados, permitiendo analizar detalladamente las fuerzas cortantes en la base del muro bajo los casos de carga definidos.



**Figura 50: Parámetros para obtener la tabla de resultados en los section cuts.**

## 11.6 VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

La verificación de los resultados obtenidos en el modelo computacional es un paso crítico para asegurar la precisión del análisis estructural. Una de las formas más efectivas de validar el modelo en SAP2000 es modificar las dimensiones geométricas de elementos clave, como vigas y columnas, y observar cómo responde el sistema. Estos cambios permiten evaluar si el modelo está funcionando de acuerdo con las expectativas físicas del comportamiento estructural. Además, es esencial realizar una comparación detallada entre los resultados generados en SAP2000 y aquellos

obtenidos mediante cálculos manuales o automatizados, como memorias de cálculo o software complementarios.

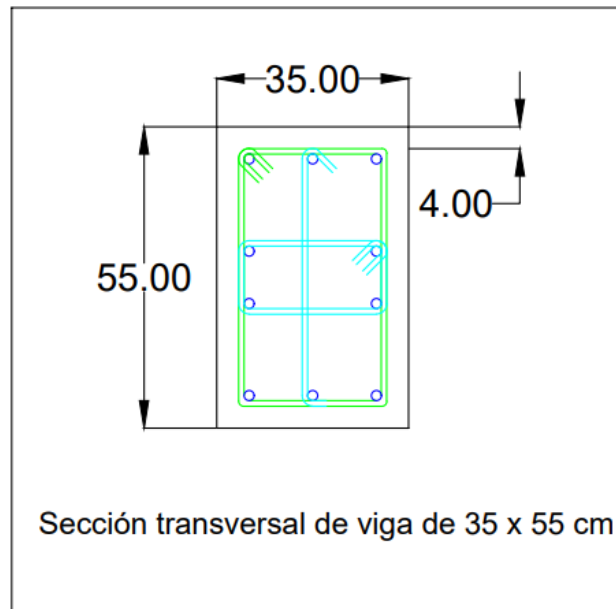
Cuando se identifican discrepancias entre los resultados, es necesario analizar los posibles errores en el modelo. Esto puede incluir la revisión de las propiedades de los materiales, las condiciones de frontera, la distribución de cargas, o incluso el método de análisis empleado. También es fundamental revisar los códigos de diseño vigentes (por ejemplo, el ACI-318 o la NEC 2015) para asegurar que los elementos estructurales, como vigas, columnas y muros, cumplen con los límites de resistencia y deformación permitidos. En caso de que algún elemento no satisfaga las normativas, se deben realizar ajustes en el diseño, ya sea modificando las secciones o los refuerzos de los componentes.

Este proceso de verificación no solo garantiza la fiabilidad del modelo, sino que también permite optimizar el diseño estructural, asegurando que la edificación sea tanto segura como eficiente desde el punto de vista constructivo.

## 12.RESUMEN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

El análisis y diseño estructural de los elementos principales del edificio de 8 pisos permitió validar el desempeño de la herramienta automatizada desarrollada en Excel con VBA. Para las vigas, se verificaron las capacidades nominales a flexión y corte, asegurando el cumplimiento de las cuantías mínima y máxima de refuerzo establecidas por la NEC 2015 y ACI 318-19. Además, se dimensionaron las secciones transversales para garantizar su resistencia frente a las combinaciones de carga más exigentes.

Las dimensiones de la sección transversal de la viga diseñada son 35 cm x 55 cm, lo cual implica que las dimensiones cumplen con los requerimientos de ACI 318-19, porque el ancho de la viga es 35 cm el cual es mayor a 25 cm y mayor a  $0.3 h$  que es 16.5 cm. La viga cuenta con 4 capas en el eje “x” y con 3 en el eje “y”, además el refuerzo longitudinal es de 18 mm, lo que representa una cuantía de acero longitudinal de 1.5%, el cual es menor a 2.5% que es el máximo valor para un acero Grado 420. El recubrimiento de hormigón es de 4 cm, mientras que la resistencia a compresión del hormigón ( $f'_c$ ) es de 280 kg/cm<sup>2</sup> y la resistencia a fluencia del acero ( $f_y$ ) es de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Además, se comprobó que  $\phi Mn$  igual a 8.76 tonelada por metro es mayor que  $M$  actuante igual a 6.78 toneladas por metro. A continuación, se presenta la figura 51 con la sección transversal de la viga.



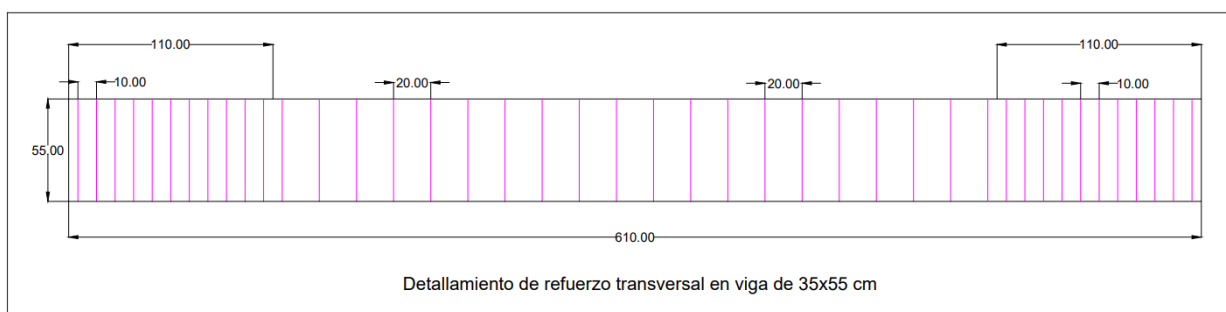
**Figura 51: Sección transversal de la viga diseñada.**

En una longitud equivalente a dos veces la altura de la viga, es decir, 110 cm, se estableció una separación de estribos de 10 cm. Esta decisión se tomó debido a que el menor valor entre las condiciones evaluadas resultó ser de 10 cm. A continuación, se presentan las condiciones mencionadas:

- $\frac{1}{4}$  de 49.1 cm es 12.28 cm.
- 15 cm
- Seis veces el menor diámetro del refuerzo longitudinal igual a 10.8 cm.

Por lo tanto, el valor más pequeño calculado fue de 10.8 cm; sin embargo, se redondeó a 10 cm para facilitar la distribución y colocación de los estribos en obra. Además, a partir de los 110 cm medidos desde ambos extremos de la viga, se optó por colocar estribos cada 20 cm. De este

modo, se cumple con la condición de que establece que, en una viga con dos separaciones de estribos, la separación inicial no debe ser mayor a 30 cm, y la segunda separación no debe exceder los 60 cm. A continuación, se presenta una figura que ilustra lo mencionado.



**Figura 52: Detallamiento del refuerzo transversal de la viga diseñada.**

En las columnas, se analizaron las relaciones de carga axial y se comprobó la resistencia nominal a flexión y corte. El diseño incluyó el dimensionamiento adecuado del refuerzo longitudinal y transversal, cumpliendo los requisitos de confinamiento en zonas críticas y proporcionando estabilidad estructural frente a cargas laterales.

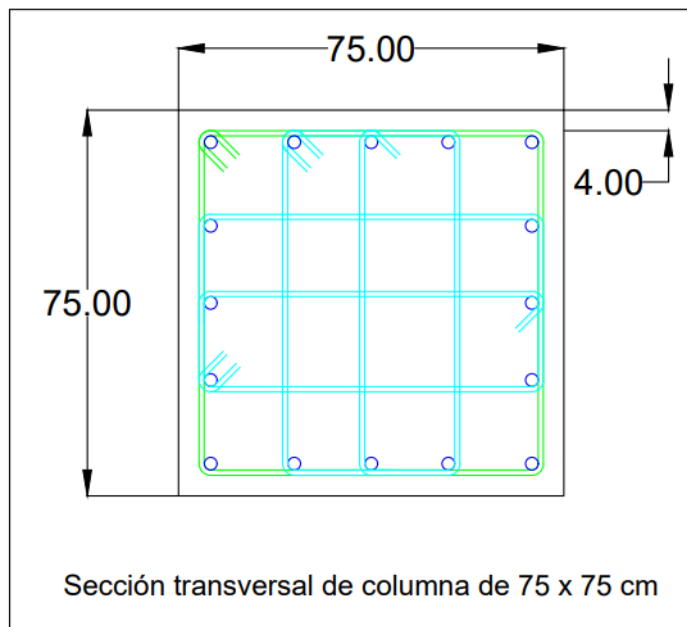
Las dimensiones de las columnas del edificio modelo son de 75 cm  $\times$  75 cm, con barras de refuerzo longitudinal de 25 mm de diámetro y estribos de 10 mm. Estas columnas cumplen con los requisitos mínimos establecidos en ACI 318-19, lo cuales se detallan a continuación:

1. **Dimensión mínima:** La sección transversal de la columna supera los 30 cm requeridos como dimensión mínima.

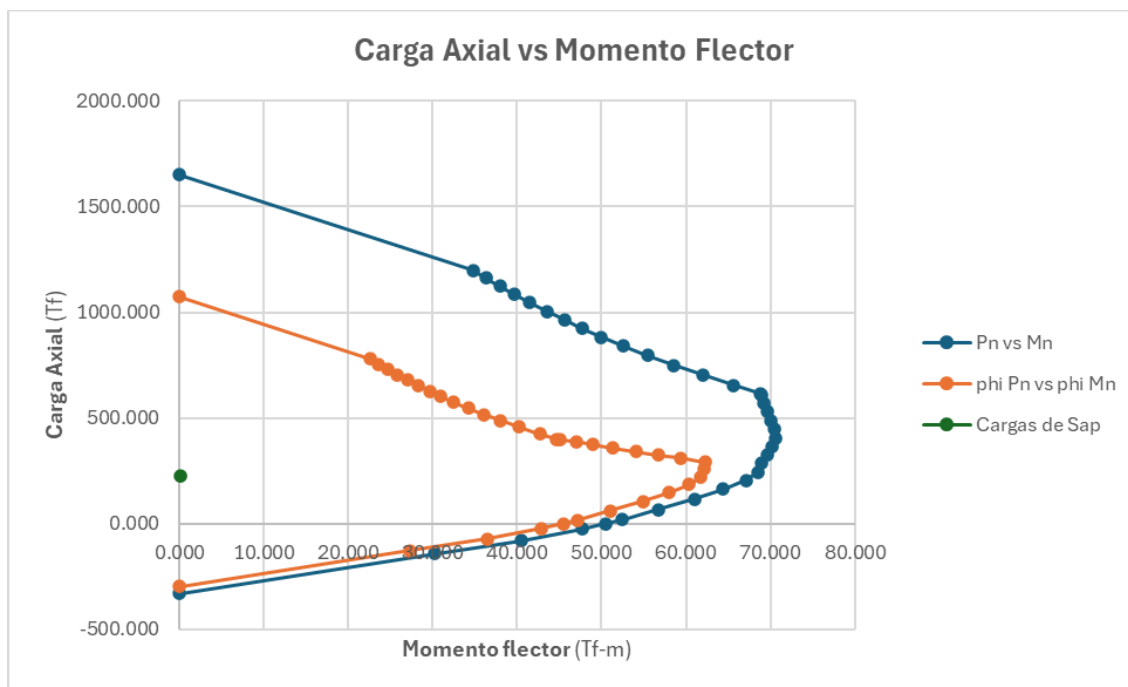
2. **Proporción de lados:** La relación entre el lado menor y el lado mayor de la sección transversal es igual a 1, lo que es mayor o igual a 0.4, cumpliendo con las especificaciones normativas.
3. **Área de refuerzo longitudinal:** El área total de refuerzo longitudinal es de  $78.54 \text{ cm}^2$ , ubicada dentro del rango normativo de  $0.01A_g$  y  $0.06A_g$ .
4. **Cuantía de refuerzo longitudinal:** La cuantía de refuerzo es del 1.4%, cumpliendo con el rango permitido de entre 1% y 6%.

En cuanto a la disposición del refuerzo, las columnas cuentan con cinco ramas en los ejes "x" y "y", con una separación ( $h_x$ ) de 16.25 cm, que no supera los 35 cm máximos permitidos por ACI 318-19. Además, presentan cinco capas de barras de refuerzo en ambos ejes. El recubrimiento de hormigón es de 4 cm, mientras que la resistencia a compresión del hormigón ( $f'_c$ ) es de  $280 \text{ kg/cm}^2$  y la resistencia a fluencia del acero ( $f_y$ ) es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

A continuación, se presenta una figura que ilustra la sección transversal de la columna diseñada, mostrando la disposición del refuerzo y las características descritas. Además, en la figura 54 se muestra el diagrama de iteración de la columna en donde se puede observar claramente que las fuerzas actuantes están dentro de los rangos permitidos. Cabe mencionar que no se calcularon diagramas de iteración en el eje "Y" porque la columna es simétrica en los dos ejes por lo tanto los resultados son los mismos.



**Figura 53: Sección transversal de la columna diseñada.**



**Figura 54: Diagrama de iteración de la columna diseñada.**

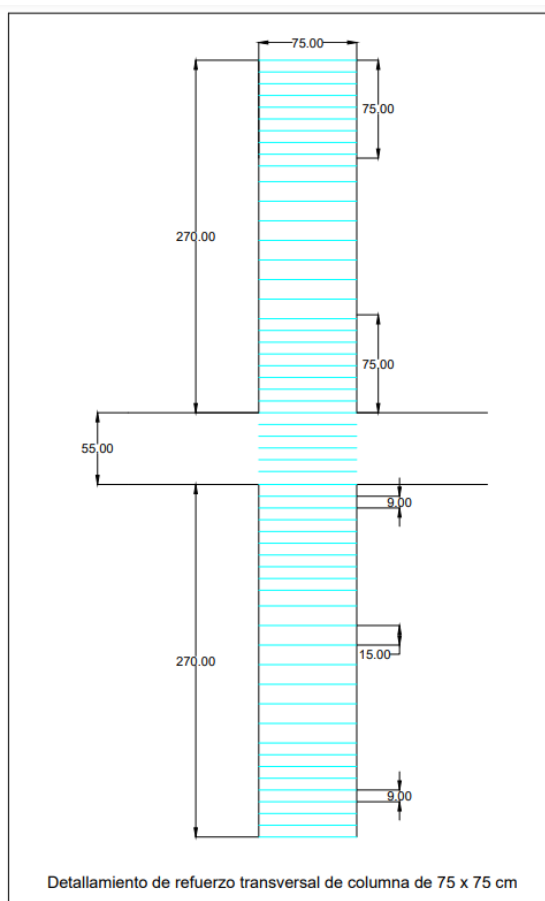
La longitud de confinamiento ( $l_o$ ) de la columna se determinó como 75 cm. Este valor corresponde a la altura de la sección transversal de la columna (75 cm) y supera los otros dos valores a comparar: 1/6 de la altura total del entrepiso (2.7 m), que resulta en 45 cm, y el mínimo de 45 cm especificado por la normativa. Por lo tanto, se seleccionó el valor máximo, confirmando que los cálculos cumplen con los requisitos del ACI 318-19. En cuanto a la separación de los estribos dentro de la longitud  $l_o$ , se estableció en 15 cm, siendo este el menor valor obtenido al comparar los siguientes criterios:

1.  $\frac{1}{4}$  de 75 cm, que es 18.75 cm.
2. Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal menor, equivalente a 15 cm.
3. El valor  $S_o$ , que es 16.25 cm.

Por lo tanto, se adoptó una separación de 15 cm para garantizar el cumplimiento de la normativa. Fuera de la longitud de confinamiento ( $l_o$ ), los estribos se colocaron con una separación de 15 cm, que es el valor máximo permitido por el ACI 318-19. Estos detalles se resumen en la Tabla 17 y en la figura 55, presentados a continuación, los cuáles ilustran las especificaciones y verificaciones de los cálculos realizados. Sin embargo, se debe realizar una aclaración, ya que la separación de 15 cm en columna no pasa los requisitos por confinamiento para estructuras sísmicas, por lo que se redujo a 9 cm y esto se especifica en la sección 12.3 y en la figura 55.

| Refuerzo Transversal         |           |
|------------------------------|-----------|
| Separación S en lo           |           |
| Primera Condición (cm)       | 18.75     |
| Segunda Condición (cm)       | 15        |
| Tercera Condición (cm)       | 16.25     |
| <b>S en lo (cm)</b>          | <b>15</b> |
| Longitud de lo               |           |
| Primera Condición (cm)       | 75        |
| Segunda Condición (cm)       | 45.00     |
| Tercera Condición (cm)       | 45        |
| <b>Longitud de lo (cm)</b>   | <b>75</b> |
| Separación S más allá de lo  |           |
| Primera Condición (cm)       | 15        |
| Segunda Condición (cm)       | 15        |
| <b>S más allá de lo (cm)</b> | <b>15</b> |

**Tabla 17: Resultados del refuerzo transversal de la columna.**



**Figura 55: Detallamiento del refuerzo transversal de la columna.**

Para las conexiones viga-columna, se analizaron las secciones mínimas necesarias para mantener la continuidad estructural y se diseñaron los estribos de las vigas y columnas según los esfuerzos máximos. También se verificaron las relaciones de resistencia a flexión, asegurando el cumplimiento del principio de diseño por capacidad.

Primero se realizó la comprobación de la relación de carga axial en las columnas, por lo que se tomó la columna más crítica que es la del primer piso y que se encuentra en el medio, entonces esta columna soporta una carga axial de 226.51 toneladas fuerza y el resultado de  $0.3 * A_g * f'_c$  es 472.5 toneladas, lo cual quiere decir que la carga axial es menor a  $0.3 * A_g * f'_c$ . Seguidamente se verifico el requisito por confinamiento de la columna el cual es de 8 cm, ya que  $b_c$  es 67 cm,  $h_c$  es 67 cm, y  $A_{sh}$  es  $3.62 \text{ cm}^2$ , mientras que el área de los estribos es de  $3.93 \text{ cm}^2$ , por lo tanto, el área  $A_{sh}$  es menor que el área de los estribos. Se comprobó que la altura de la columna igual a 75 cm sea mayor a 20 veces el diámetro de la viga lo cual es igual a 36 cm, por lo tanto, si se cumple esta condición. Lo mismo se hizo con la altura de la viga igual a 55 cm y se comparó con el valor de 20 veces el diámetro de la columna igual a 50 cm, por lo que la altura de la viga si cumple esta condición.

Los momentos probables en la viga se calcularon asumiendo que el sismo viene de izquierda a derecha por lo tanto el momento probable 1 es positivo y es igual a 44.826 Tn-m y el momento probable 2 es negativo igual a 18.714 Tn-m, por lo tanto, el momento probable 1 es mayor a 0.5 el momento probable 2, lo cual cumple con los requisitos de ACI 318-19 para estructuras sísmicas.

| Momento positivo en vigas       |               |
|---------------------------------|---------------|
| ln (m)                          | 5.35          |
| bf1 (m)                         | 1.688         |
| bf2 (m)                         | 6.450         |
| bf3 (m)                         | 2.750         |
| bf (cm)                         | 168.750       |
| dv (cm)                         | 49.1          |
| Av pos Viga (cm2)               | 17.812        |
| alpha                           | 1.25          |
| a (cm)                          | 2.328         |
| <b>Mpr1 (Tn*m)</b>              | <b>44.826</b> |
| Momento negativo en vigas       |               |
| ln (m)                          | 5.35          |
| bf1 (m)                         | 1.688         |
| bf2 (m)                         | 6.450         |
| bf3 (m)                         | 2.750         |
| bf (cm)                         | 168.750       |
| dv (cm)                         | 49.1          |
| As neg Viga (cm2)               | 7.634         |
| alpha                           | 1.25          |
| a (cm)                          | 4.811         |
| <b>Mpr2 (Tn*m)</b>              | <b>18.714</b> |
| <b>0.5*Mpr2 (Tn*m)</b>          | <b>9.357</b>  |
| <b>Mpr1 es mayor a 0.5*Mpr2</b> |               |

**Tabla 18: Calculo de momentos probables.**

Además, también se comprobó que el cortante actuante en la columna sea mayor a  $\phi V_n$ , por lo tanto, el cortante actuante ( $V_u$ ) es 110.058 Tn y el cortante máximo que puede resistir la columna ( $V_n$ ) es 386.85 Tn. Seguidamente se comprobó que la relación de resistencia a flexión sea la adecuada, por lo que se comprobó que la siguiente división:  $\frac{2*M_{nc}}{M_{nb}}$  igual a 2.450 sea mayor a 6/5 lo cual si se cumple.

| Relaciones de resistencia a flexión |        |
|-------------------------------------|--------|
| <b>Mn1 (Tn*m)</b>                   | 35.861 |
| <b>Mn2 (Tn*m)</b>                   | 14.972 |
| <b>Mnb (Tn*m)</b>                   | 50.832 |
| <b>Mnc (Tn*m)</b>                   | 62.259 |
| <b>(2*Mnc)/Mnb</b>                  | 2.450  |
| <b>6/5</b>                          | 1.2    |
| <b>(2*Mnc)/Mnb es mayor a 6/5</b>   |        |

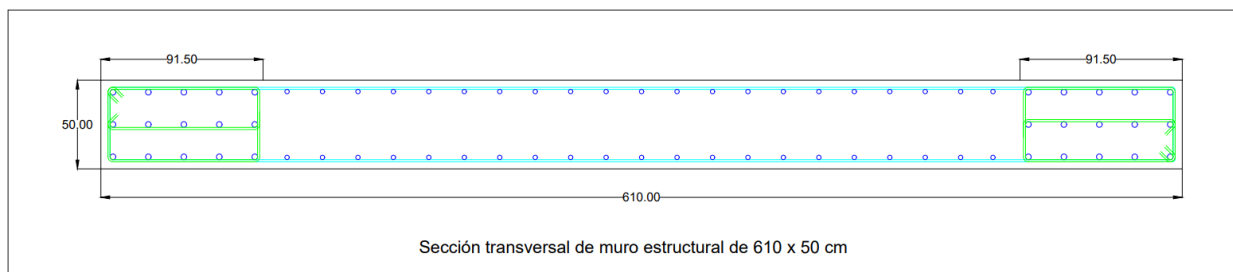
**Tabla 19: Relación de resistencia a flexión.**

Por último, con respecto al diseño por capacidad de estribos en columnas y vigas se comprobó que el refuerzo transversal es suficiente.

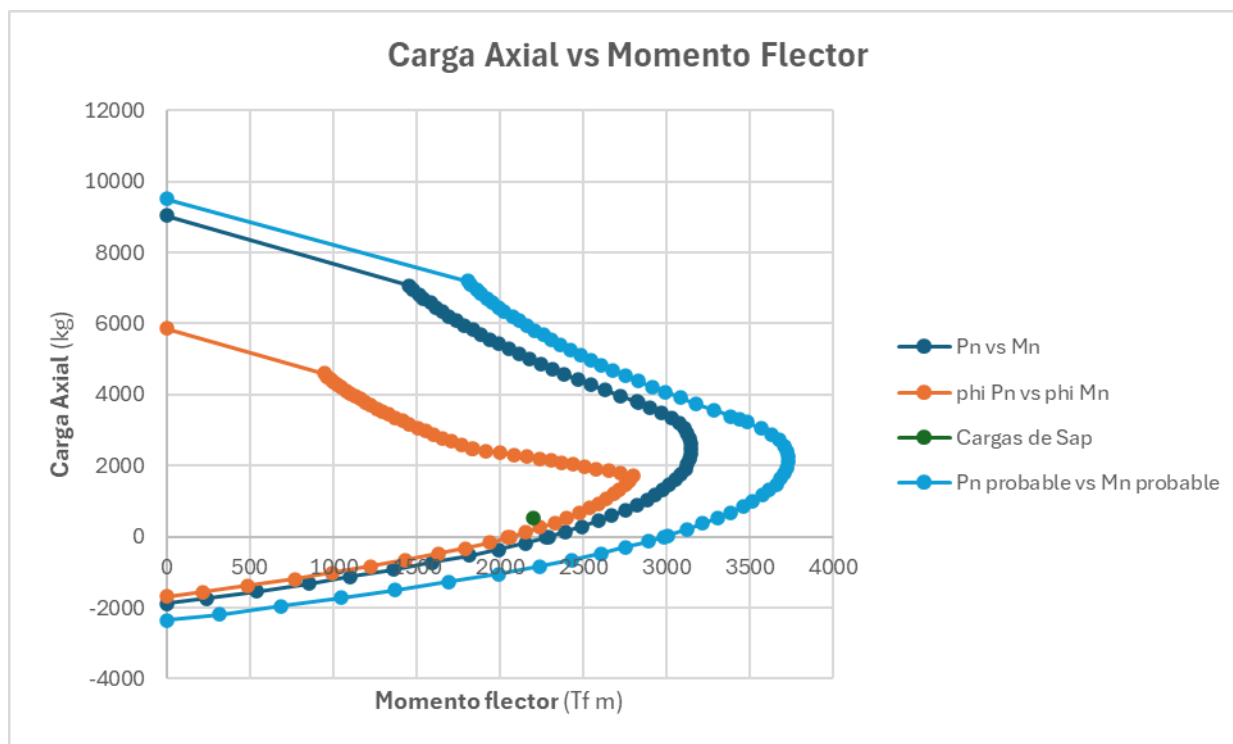
Finalmente, los muros estructurales se diseñaron para garantizar la rigidez lateral del edificio, verificando su capacidad nominal a flexión y corte. Se dimensionaron las cuantías mínima y máxima de refuerzo, asegurando la distribución eficiente de las fuerzas sísmicas y el cumplimiento de los requisitos de diseño sismo-resistente.

El muro que se diseñó es un muro perimetral y de acuerdo con la figura 13 es de forma rectangular. El valor de  $l_w$  es 610 cm y el de  $b_w$  es 50 cm, el muro cuenta con 31 capas de acero de refuerzo longitudinal, de las cuales 5 capas en cada extremo pertenecen a los elementos de borde y tienen un diámetro de 32 mm, mientras que el resto de las varillas cuentan con un diámetro de 25 mm. La cuantía del muro estructural en los elementos de borde es de 0.024 mientras que en el resto del elemento es 0.0098, lo cual quiere decir que estos valores están dentro de los parámetros especificados en las normativas de construcción. La longitud de los elementos de borde es de 91.5 cm, la cual fue obtenida a partir de  $0.15 l_w$ . Por otro lado, también se calculó el diagrama de iteración para el muro estructural y de igual manera se graficó en conjunto las fuerzas actuantes

en el muro estructural, lo cual permitió observar que claramente la capacidad del muro es superior a la demanda. A continuación, se presenta un esquema de la sección transversal del muro estructural y el diagrama de iteración:



**Figura 56: Sección transversal del muro estructural diseñado.**



**Figura 57: Diagrama de iteración del muro estructural diseñado.**

Con respecto al diseño por cortante primero se obtuvo la capacidad nominal a cortante, obteniendo un valor de 1200.187 Tn. Luego calcularon los momentos probables para poder determinar el factor  $\phi$  igual a 1.502, lo cual indica que es un valor correcto porque normalmente estos valores son igual o superiores a 1.5. A continuación se presentan dos tablas que muestran de una manera mas detallada como se obtuvieron los valores descritos:

| Capacidad nominal a cortante |           |
|------------------------------|-----------|
| Acv (m2)                     | 30500.000 |
| hw/lw                        | 3.541     |
| $\alpha_c$                   | 2         |
| $\lambda$                    | 1         |
| Vn (Tf)                      | 1600.250  |
| $\phi Vn$ (Tf)               | 1200.187  |

**Tabla 20: Capacidad nominal a cortante del muro estructural diseñado.**

| Factor de sobre resistencia |             |
|-----------------------------|-------------|
| Mu (Tf-m)                   | 2205.365713 |
| Mpr (Tf-m)                  | 3312.218    |
| $\phi$                      | 1.502       |

**Tabla 21: Factor de sobre resistencia.**

Posteriormente, se obtuvo el factor de amplificación dinámica, para lo cual primero se obtuvo el valor de  $C_{2T}$  igual a 0.215 el cual no debe superar la cantidad de 1.15. Por lo tanto, como esta condición se cumple se calculó el valor de  $\omega_v$  igual a 1.57. Con estos valores se pudo amplificar el cortante actuante en el muro estructural calculado por SAP2000 el cual fue de 211.89 Tn, por lo que amplificado este valor se obtuvo un cortante amplificado de 500.46 Tn. Por lo tanto, la capacidad a cortante del muro si es superior al cortante amplificado.

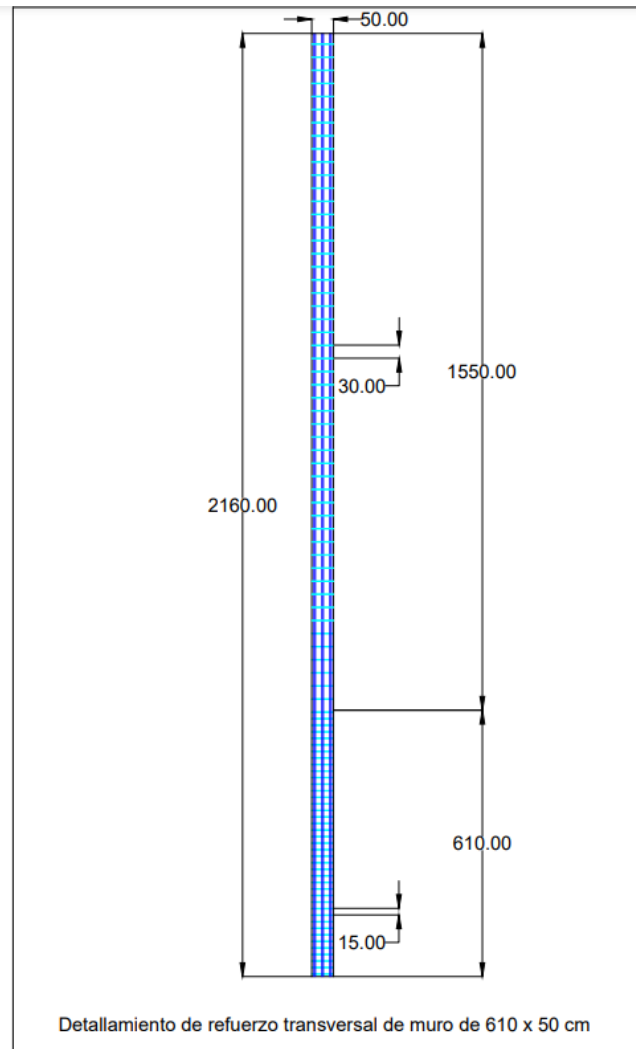
| Factor de amplificación dinámica |             |
|----------------------------------|-------------|
| Ductilidad (u)                   | 4           |
| Ti (seg)                         | 0.87        |
| C2t                              | 0.215       |
| C2t no supera el valor permitido |             |
| Respuesta C2t                    | 0.215       |
| Wv                               | 1.572611632 |

**Tabla 22: Factor de amplificación dinámica.**

| Cortante actuante amplificado |          |
|-------------------------------|----------|
| Vu (Tf)                       | 211.8895 |
| Vb amplificado (Tf)           | 500.460  |

**Tabla 23: Cortante actuante amplificado.**

Se colocaron estribos de 12 cm, con una separación de 15 cm en una longitud de 610 cm, y en el resto del muro se colocaron estribos cada 30 cm, esto se obtuvo siguiendo las ecuaciones de la figura 19. A continuación se presenta una figura que ejemplifica de mejor manera lo mencionado:



**Figura 58: Diagrama de iteración del muro estructural diseñado.**

En el análisis de las derivas de piso, se calcularon los valores correspondientes en los sentidos X y Y, ya que los sismos pueden afectar la estructura en cualquier dirección. Los resultados obtenidos se verificaron para asegurar que las derivas inelásticas sean inferiores al límite permitido del 2%. Los valores calculados y su comparación con el límite especificado se presentan en las siguientes tablas:

| Sismo en X      |                        |       |
|-----------------|------------------------|-------|
| Número de pisos | Desplazamiento U1 (mm) |       |
| 8               | 14.8848                | 0.44% |
| 7               | 12.9013                | 0.49% |
| 6               | 10.7077                | 0.50% |
| 5               | 8.4491                 | 0.50% |
| 4               | 6.1957                 | 0.47% |
| 3               | 4.0606                 | 0.41% |
| 2               | 2.1968                 | 0.32% |
| 1               | 0.7747                 | 0.17% |

**Tabla 24: Derivas inelásticas en la dirección X.**

| Sismo en Y      |                        |       |
|-----------------|------------------------|-------|
| Número de pisos | Desplazamiento U2 (mm) |       |
| 8               | 15.5393                | 0.47% |
| 7               | 13.4371                | 0.51% |
| 6               | 11.1273                | 0.53% |
| 5               | 8.7594                 | 0.52% |
| 4               | 6.4066                 | 0.49% |
| 3               | 4.1865                 | 0.43% |
| 2               | 2.2564                 | 0.33% |
| 1               | 0.7931                 | 0.18% |

**Tabla 25: Derivas inelásticas en la dirección Y.**

En conjunto, los resultados obtenidos confirman que el edificio cumple con los requisitos normativos y de seguridad, destacando la eficiencia de la herramienta automatizada y la validez de los modelos desarrollados en SAP2000.

### 13.CONCLUSIONES

Este proyecto ha permitido desarrollar un análisis y diseño integral de los elementos estructurales de un edificio de hormigón armado de 8 pisos, aplicando herramientas de programación en Excel y VBA para automatizar los cálculos y optimizar el proceso de diseño. El objetivo principal de esta investigación fue reducir el error humano y mejorar la eficiencia en el diseño de los componentes estructurales, tales como vigas, columnas, conexiones viga-columna y muros, de acuerdo con las normativas de la NEC 2015 y ACI 318-19. A través del uso de software especializado y la programación de macros, se logró desarrollar una memoria técnica que facilita el cálculo preciso de estos elementos, garantizando que cumplieran con los requisitos normativos para soportar cargas verticales, horizontales y sísmicas.

El diseño de las vigas del edificio se basó en los principios fundamentales de flexión y corte. Durante el proceso de cálculo, se observó que las vigas deben ser diseñadas con una adecuada distribución de estribos para resistir las fuerzas de corte, mientras que las barras de refuerzo longitudinal deben ser suficientes para soportar los momentos flectores. En cuanto a la separación de estribos, se tomaron en cuenta las normativas que estipulan que no deben existir separaciones mayores a 30 cm en las primeras secciones y a 60 cm en las subsecuentes. En el caso del modelo de viga, se logró cumplir con estos requisitos, utilizando una separación de estribos de 10 cm y luego de 20 cm, lo que facilita la distribución en obra y asegura la resistencia adecuada. Este análisis asegura que las vigas pueden soportar tanto las cargas muertas y vivas como las cargas sísmicas, garantizando la estabilidad estructural del edificio.

Las columnas, con dimensiones de 75 cm x 75 cm y refuerzo longitudinal de 25 mm de diámetro, fueron diseñadas para cumplir con los requerimientos de resistencia tanto a flexión como a corte. El diseño de las columnas, siguiendo las especificaciones de ACI 318-19, asegura que estas sean capaces de resistir las cargas axiales y momentos flectores generados por el sismo y otras cargas aplicadas. El uso de estribos de 10 mm contribuye a la estabilidad y resistencia frente a fuerzas de corte, mientras que la cuantía de refuerzo longitudinal es suficiente para evitar el colapso debido a las cargas verticales y sísmicas. La verificación de las dimensiones y la disposición de los refuerzos en las columnas ha sido clave para asegurar su desempeño bajo condiciones extremas, respetando las condiciones de diseño y seguridad establecidas.

El diseño de la conexión viga-columna es uno de los aspectos más críticos en cualquier edificio de hormigón armado, ya que estas conexiones deben resistir tanto las fuerzas de flexión como de corte. En este caso, se realizó una revisión minuciosa de la carga axial en las columnas y la resistencia de los estribos en las vigas y columnas para asegurar una conexión eficiente y segura. La norma ACI 318-19 exige que las conexiones viga-columna sean capaces de soportar las fuerzas generadas por los momentos sísmicos, y el diseño propuesto cumple con estas exigencias. Además, se verificó que la separación de los estribos en las vigas y columnas cumpla con los límites de distancia establecidos, evitando riesgos de falla estructural en el nodo de la conexión. El correcto dimensionamiento de las conexiones contribuye significativamente a la estabilidad global del edificio.

Los muros estructurales fueron diseñados para resistir las fuerzas sísmicas laterales, contribuyendo significativamente a la rigidez global del edificio. Se utilizaron muros de hormigón

armado con una cuantía de refuerzo que cumple con las especificaciones de ACI 318-19, lo que asegura que estos muros puedan resistir las fuerzas de torsión y las cargas de corte y flexión generadas por el sismo. Los muros, al trabajar junto con las vigas y columnas, forman un sistema resistente que permite la distribución adecuada de las cargas y contribuye a la estabilidad lateral del edificio. En el diseño, se tuvo especial atención a los requisitos de cuantía mínima y máxima de los refuerzos, de manera que los muros sean eficientes y estén en concordancia con las normativas nacionales e internacionales.

El uso de macros y programación en VBA para la automatización de los cálculos de diseño ha demostrado ser una herramienta efectiva para reducir los tiempos de trabajo y minimizar el riesgo de errores humanos. La capacidad de Excel para realizar cálculos rápidos y la facilidad para integrar diferentes normas y requisitos en las macros proporcionó una plataforma poderosa para resolver de manera precisa y eficiente los diseños estructurales de las vigas, columnas, conexiones y muros. Además, la automatización de los cálculos asegura que los resultados sean consistentes y que cualquier cambio en los parámetros de entrada (como dimensiones, cargas o materiales) se refleje automáticamente en los resultados, haciendo que el proceso de diseño sea mucho más ágil y flexible.

## 14.BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute.  
<https://doi.org/10.14359/51716937>

Mansfield, R. (2019). *Mastering VBA for Microsoft Office 365* (2019th ed.). Wiley.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Capítulo: Peligro Sísmico*. Quito, Ecuador: MIDUVI.

Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education.

Riofrio Núñez, A. R. (2023). *Efecto de la amplificación dinámica del cortante basal en edificios de muros estructurales de hormigón armado* (Tesis de maestría). Universidad San Francisco de Quito.  
[https://usfq.primo.exlibrisgroup.com/permalink/593USFQ\\_INST/1ce83a1/alma991601620006366](https://usfq.primo.exlibrisgroup.com/permalink/593USFQ_INST/1ce83a1/alma991601620006366)