

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Diseño Estructural de un Edificio de Estructura Mixta

Faruk Yussef Saud Caballero

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito

Para la obtención del título de

Ingeniero Civil

Quito, 15 de mayo de 2025

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 Estructura Mixta

Faruk Yussef Saud Caballero

Pablo Torres Rodas, Doctorado en Ingeniería Civil

Quito, 15 de mayo de 2025

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 la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Faruk Yussef Saud Caballero

Código: 00321754

Cédula de identidad: 1721354205

Lugar y fecha: Quito, 15 de mayo de 2025

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UNPUBLISHED DOCUMENT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 todo. Gracias por estar presente en cada momento, por tu fuerza inquebrantable al no rendirte pese a las complicaciones de nuestro nacimiento prematuro, y por enseñarme con tu ejemplo el verdadero significado del amor incondicional. Gracias por alentarme a superarme, por creer en mí incluso cuando yo dudaba, y por ser mi refugio constante.

A mi padre, por ser mi inspiración desde la infancia. Gracias por guiarme con tu ejemplo hacia esta hermosa carrera, por mostrarme que la honestidad, la perseverancia y la nobleza son valores que se llevan con orgullo. Por ser siempre la roca de nuestro hogar, el motor que empuja, y el corazón firme que nunca deja de creer ni de luchar.

A mi hermano mayor, por ser desde siempre una guía y un ejemplo a seguir. Gracias por tu actitud positiva, por tu apoyo silencioso pero constante, y por mostrarme, con hechos, lo que significa avanzar con firmeza y convicción. Tu presencia me ha motivado más de lo que las palabras pueden expresar.

A mi hermano mellizo, mi compañero de vida desde el primer instante. Gracias por tu apoyo constante, por estar a mi lado en cada paso del camino, y por confiar en mí incluso en los momentos más difíciles. Tu presencia ha sido un pilar fundamental en este camino.

A mi novia, por ser un apoyo fundamental durante todo este proceso, siempre dándome ánimos y acompañándome con su cariño y compañía durante esta última etapa, que aportaron luz y alegría en medio de tanto esfuerzo.

A ustedes, mi mayor motivación, les dedico este logro.

Agradecimientos

Deseo expresar mi más profundo agradecimiento a mi tutor, Pablo Torres, PhD., por haber sido una guía constante y comprometida durante todo el desarrollo de este trabajo de tesis. Su amplio conocimiento, junto con su dedicación y experiencia, fueron elementos clave en mi formación tanto académica como personal. Agradezco sinceramente su paciencia, sus orientaciones siempre acertadas y la confianza que depositó en mí, lo cual fue un impulso constante para dar lo mejor de mí y alcanzar cada uno de los objetivos propuestos.

También quiero expresar mi agradecimiento a la Universidad San Francisco de Quito por brindarme el entorno ideal y los recursos necesarios para desarrollar este proyecto. Valoro profundamente el compromiso de la institución por ofrecer un espacio de formación exigente, inspirador y enriquecedor, el cual ha sido clave en mi desarrollo académico y profesional.

Agradezco a Dios por haberme acompañado en cada paso de este camino, por brindarme las oportunidades y la fuerza necesarias para alcanzar esta meta. Sin Su guía y presencia, este logro no habría sido posible.

A mis profesores y compañeros, les agradezco sinceramente por el conocimiento compartido, el apoyo constante y la colaboración a lo largo de este camino. Sus aportes, dentro y fuera del aula, fueron fundamentales para fortalecer mi aprendizaje y llegar hasta aquí.

A Don Nelson, técnico de computadoras, por su invaluable ayuda al recuperar toda la información de mi disco duro tras una descarga eléctrica. Su apoyo fue clave para continuar con este proyecto.

Resumen

El presente proyecto tiene como objetivo desarrollar una herramienta en Excel, utilizando el lenguaje de programación VBA, para el diseño estructural de un edificio de estructura mixta compuesto por columnas y vigas de acero, losas con deck metálico y un sistema antisísmico conformado por muros estructurales de hormigón armado. Esta herramienta está enfocada en optimizar el diseño de un edificio de nueve pisos más un subsuelo, automatizando cálculos estructurales esenciales.

Para su desarrollo se aplicaron normas técnicas vigentes como la NEC 15, el ACI 318-19 y los códigos AISC 341-22 y 360-22. Dirigida a ingenieros estructurales, la herramienta permite calcular el espectro de diseño, cortante basal, derivas inelásticas, y diseñar columnas, vigas, muros y conexiones viga-columna a corte y flexión.

La herramienta incorpora una memoria técnica interactiva que permite al usuario ingresar fácilmente propiedades geométricas, características del material y cargas estructurales. Esto genera resultados inmediatos que facilitan la toma de decisiones en etapas de diseño y verificación. Se implementa la filosofía de “columna fuerte, viga débil” para garantizar un comportamiento sísmico adecuado, y se automatiza el cálculo de capacidades resistentes, demandas estructurales y la generación de diagramas de interacción para muros de hormigón armado, incluyendo su diseño a cortante. Adicionalmente, se desarrolló un modelo estructural detallado en SAP2000 que, valida los resultados obtenidos en la herramienta, reforzando la precisión del análisis y reduciendo la probabilidad de errores manuales, con el objetivo de optimizar el proceso completo de diseño estructural.

Palabras Clave: Diseño Estructural, Estructura Mixta, VBA, NEC 15, ACI 318-19, Conexiones Viga Columna, Cortante Basal, Flexión, Corte, SAP2000, Diseño sísmico.

Abstract

This project aims to develop an Excel-based tool using the Visual Basic for Applications (VBA) programming language for the structural design of a mixed-structure building composed of steel columns and beams, slab systems with metal decking, and a seismic-resistant system formed by reinforced concrete structural walls. The tool is specifically designed to optimize the structural design of a nine-story building with one basement level by automating essential structural calculations.

The development of the tool is based on current technical standards, including the Ecuadorian Building Code NEC 15, ACI 318-19, and the AISC 341-22 and 360-22 design codes. Aimed at structural engineers, the tool allows for the automated calculation of the design spectrum, base shear, inelastic drifts, and the design of structural elements such as columns, beams, walls, and beam-column connections for both shear and bending.

The tool features an interactive technical report interface that enables users to input geometric properties, material characteristics, and structural loads efficiently, generating immediate results to support design and verification decisions. It implements the “strong column–weak beam” design philosophy to ensure proper seismic behavior, and automates the calculation of structural capacities, demands, and the generation of interaction diagrams for reinforced concrete walls, including their shear design. Additionally, a detailed structural model was developed in SAP2000 to validate the tool’s outputs, enhancing analytical accuracy and minimizing manual errors, with the overall aim of streamlining the structural design process.

Keywords: Structural Design, Mixed Structure, VBA, NEC 15, ACI 318-19, Beam-Column Connections, Base Shear, Bending, Shear, SAP2000, Seismic Design.

Tabla de Contenido

1.	Introducción	15
2.	Objetivos y Alcance del tema.....	17
2.1	Objetivo General	17
2.2	Objetivos específicos.....	17
3.	Lenguaje de Programación para la Memoria Técnica.....	18
3.1	Ventajas de Utilizar Macros	18
3.2	Formas de Desarrollar una Macro en Excel	18
3.3	Conceptos Básicos de Visual Basic for Applications	20
3.4	Descripción del Código Utilizado en la Memoria de Cálculo.....	21
3.5	Uso de Inteligencia Artificial para Mejorar Macros	21
3.6	Descripción de la Menoría de Cálculo	22
4.	Análisis del Espectro Sísmico de respuesta y Cortante Basal de la estructura	25
4.1	Ánálsis modal Espectral.....	25
4.2	Zonificación Sísmica En Ecuador	25
4.3	Coeficientes del perfil de suelo F_a , F_d , y F_s	26
4.4	Ecuaciones para Diseñar el Espectro Sísmico de Respuesta.....	28
4.5	Diseño del Espectro Sísmico de Respuesta para el Edificio	30
4.6	Cortante Basal y Cortantes de Piso	33
4.6.1	Factores de Sobre Resistencia.....	33
4.6.2	Factor de Reducción de Resistencia Sísmica	35
4.6.3	Coeficiente de Importancia Estructural	36
4.6.4	Cálculo Cortante Basal Para Edificio de Ejemplo.....	36
4.6.5	Cálculo Cortante de Piso Para Edificio de Ejemplo	37
5.	Derivas Inelásticas de Piso.....	38
5.1	Importancia de las Derivas de Piso Inelásticas	38
6.	Diseño de Elementos Estructurales	39
6.1	Diseño Vigas Sismo Resistentes	40
6.1.1	Límites para las Dimensiones Geométricas de una Viga.....	40
6.1.2	Análisis Momento Probable	42
6.1.3	Comprobación Resistencia de la Viga	42
6.2	Diseño Columnas Sismo Resistentes	43
6.2.1	Limitaciones Geométricas de Secciones para Columnas Sismo Resistentes	44
6.2.2	Resistencia a la Compresión.....	46
6.2.3	Verificación por Pandeo Lateral Torsional	47
6.2.4	Resistencia a la Flexo-Compresión.....	48

	10	
6.2.5	Carga Sísmica Amplificada.....	49
6.2.6	Criterio Columna Fuerte Viga Débil.....	49
6.3	Análisis del Panel Zonal.....	50
6.3.1	Estados Límites de Diseño para Análisis de Panel Zonal	51
6.3.2	Análisis de Placa de continuidad	53
6.3.3	Cortante Aplicado Sobre el Panel Zonal.....	53
6.3.4	Resistencia del Panel Zonal	54
6.4	Diseño Conexión Viga-Columna (Conexión WUF)	54
6.4.1	Momento Probable en Rótula Plástica.....	55
6.4.2	Cortante en la Rótula Plástica	56
6.4.3	Momento Máximo Probable en la Cara de la Columna	56
6.4.4	Resistencia a Corte de las Vigas	56
6.4.5	Procedimientos para Consolidación de Diseño de Conexiones WUF	57
6.5	Diseño de Muros Estructurales	57
6.5.1	Tipos de Muros Estructurales.....	58
6.5.2	Cuantía Máxima y Mínima que Deben Cumplir los Muros Estructurales	60
6.5.3	Capacidad Nominal A flexión del Muro Estructural	61
6.5.4	Capacidad Nominal a Cortante de un Muro Estructural.....	63
7.	Modelación de un Edificio de Estructura Mixta en SAP2000	66
7.1	Definición de Proyecto y Configuración Inicial.....	66
7.2	Definición de Materiales y Sección de los Elementos	66
7.2.1	Definición de Materiales	67
7.2.2	Definición de Secciones de Elementos.....	68
7.2.3	Creación de Modelo Estructural.....	74
7.2.4	Definición de Cargas.....	74
7.2.5	Análisis estructural	81
8.	Resumen y Análisis de Resultados.....	86
8.1	Resumen del Proyecto	86
8.2	Análisis de Resultados	87
8.2.1	Vigas Sismo Resistentes	87
8.2.2	Columnas Sismo Resistentes	89
8.2.3	Análisis de Panel Zonal	91
8.2.4	Diseño de Conexión WUF.....	93
8.2.5	Diseño de Muro Estructural	95
9.	Conclusiones	99
10.	Bibliografía	101

Índice de Tablas

Tabla N°1: Valores del Factor Z en función de la zona sísmica escogida	26
Tabla N°2: Coeficiente de Amplificación de Aceleraciones F_a (NEC 2015)	27
Tabla N°3: Coeficiente del Espectro Elástico F_d (NEC 2015)	27
Tabla N°4: Coeficiente de Comportamiento no Lineal F_s (NEC 2015)	28
Tabla N°6: Aproximación de Cálculo de T (Métdo1) (NEC 2015)	29
Tabla N°7: Datos Iniciales Cálculo Cortante Basal	31
Tabla N°9: Periodo Esencial de la Estructura	31
Tabla N°9: Periodo Límite de Vibración.....	32
Tabla N°10: Valor de Aceleración Espectral	32
Tabla N°11: Configuraciones Recomendadas (NEC 15)	34
Tabla N°12: Irregularidades en Elevación (NEC 15).....	34
Tabla N°13: Irregularidades en Planta (NEC 15).....	35
Tabla N°14: Coeficiente R para los Diferentes Sistemas Estructurales	35
Tabla N°15: Tipo de Uso e Importancia de la Estructura	36
Tabla N°16: Cálculo Cortante Basal	36
Tabla N°17: Coeficiente k (NEC 15)	37
Tabla N°18: Distribución Lateral de Fuerzas Sísmicas Laterales	37
Tabla N°19 Deriva de Piso Inelástica Máxima (NEC 2015).....	38
Tabla N°20: Factor R_y Dependiendo del Material del Elemento	41
Tabla N°21: Ecuaciones de Compacidad	46
Tabla N°22: Ecuaciones de Estados Límites para Panel Zonal.....	52
Tabla N°23: Cargas Vivas Recomendadas (NEC 2015)	77
Tabla N°24: Combinaciones de Carga (NEC 2015).....	80
Tabla N°25: Revisión de Ductilidad en Vigas	88
Tabla N°26: Momento Probable y Cargas Últimas de la Viga	88
Tabla N°27: Resistencia Nominal de la viga.....	89
Tabla N°28: Revisión de Ductilidad de Columna	90
Tabla N°29: Revisión de Esbeltez y Resistencia a la Compresión de la Columna	90
Tabla N°30: Comprobación a Flexo compresión y Carga Sísmica Amplificada	91
Tabla N°31: Comprobación a Flexo Compresión	91
Tabla N°32: Estados Límite y Resistencia Requerida para Placa de Continuidad.....	92
Tabla N°33: Diseño y Resistencia Requerida para Placas de Continuidad.....	93

Tabla N°34: Resistencia a Cortante de las Vigas con Rótula ubicada en la cara de la columna	94
Tabla N°35: Estados Límite Placa de Continuidad Sobre Conexión	94
Tabla N°36: Análisis de Resistencia de Conexión	95

Índice de Figuras

Figura N°1: Opción Grabación de Macro	19
Figura N°2: Opción Visual Basic en Pestaña Desarrollador	19
Figura N°3: Opción de Desarrollador en opción “Ver Código”	20
Figura N°4: Módulos Creados en VBA.....	24
Figura N°5: Distribución de zonas sísmicas sobre el Ecuador.....	26
Figura N°6: Espectro de Diseño	32
Figura N°7: Diagrama de efecto de Momento y Cortante Probable	42
Figura N°8: Reacciones de Corte y Momento un Pórtico	50
Figura N°10: Distribución Interna de Esfuerzos Sobre el Panel Zonal.....	51
Figura N°11: Esquema de Momentos y Fuerzas Actuantes sobre la Conexión (AISC 358-22)	55
Figura N°12: Configuraciones Típicas de Muros Estructurales (Jack Moehle).....	59
Figura N°13 Tipos de Muros Estructurales Según la Altura de la Edificación (Jack Moehle).....	60
Figura N°14: Longitud de Elementos de Borde (ACI 318-19)	61
Figura N°15: Diagrama de Iteración	62
Figura N°16: Diagrama de Corte y Momento Flector en un Muro Estructural (Jack Moehle).....	63
Figura N°17: Zona Crítica de un Muro (Jack Moehle)	64
Figura N°18: Configuración Inicial Grilla de Trabajo	66
Figura N°19: Definición de Hormigón Estructural	67
Figura N°20: Definición de Acero Estructural	68
Figura N°21: Secciones Escogidas Para Elementos Estructurales de Acero	69
Figura N°22: Sección Para Vigas a Gravedad.....	69
Figura N°23: Secciones Para Vigas Principales	69
Figura N°24: Secciones para Columnas	70
Figura N°25: Comportamiento no Lineal del Concreto Agrietado Bajo Cargas Sísmicas	71
Figura N°26: Propiedades de Sección de Muros de Subsuelo	71
Figura N°27: Propiedades de Sección de Muros en Centro de Estructura	72
Figura N°28: Mallado de Muros Estructurales.....	73
Figura N°29: Definición de Losas	73
Figura N°30: Puntos De Inserción de Vigas.....	74
Figura N°31: Definición de Tipos de Carga.....	75

Figura N°32: Definición de Diafragmas.....	75
Figura N°33: Cargas Sísmicas Colocadas en Dirección X.....	76
Figura N°34: Cargas Sísmicas Colocadas en Dirección Y.....	76
Figura N°36: Asignación de Carga Viva.....	79
Figura N°37: Asignación de Carga Viva de Granizo	79
Figura N°38: Definición de Combinaciones de Carga	80
Figura N°39: Elección de Análisis de Cargas	81
Figura N°40: Parámetros de Deformación	81
Figura N°41: Deformación Por Cargas Muertas	82
Figura N°42: Momentos Carga Muerta Viga Aleatoria	82
Figura N°43:Resultados De Momentos y Cortantes Viga Aleatoria.....	83
Figura N°44: Opciones de Análisis de Elementos tipo Shell	83
Figura N°45: Resultados de Momentos en Muros Causados por cargas Muertas	84
Figura N°46: Obtención de Resultados de Momentos y Cortantes en el Muro Estructural.....	84
Figura N°47: Opciones de Tablas de Datos a Desplegar.	85
Figura N°48: Sección de Vigas Sismo Resistentes	89
Figura N°49: Placa De Continuidad Colocada Sobre Panel Zonal	93
Figura N°50: Detalle Elemento de Borde y Muro estructural	96
Figura N°51: Sección Muro Estructural	96
Figura N°52: Diagrama de Iteración Muro Estructural Analizado.....	97

1. Introducción

La ingeniería civil, al igual que otras ramas de la ingeniería, avanza de la mano del desarrollo tecnológico. En este contexto, se vuelve indispensable la creación de nuevas herramientas que permitan automatizar los procesos de análisis y cálculo estructural con altos niveles de precisión. Atendiendo a esta necesidad, el presente proyecto propone el desarrollo de una herramienta computacional en Excel, basada en el lenguaje de programación Visual Basic for Applications (VBA), orientada al diseño y verificación estructural de edificaciones con sistemas mixtos.

Es fundamental analizar el origen y la necesidad del desarrollo de herramientas que faciliten el análisis y dimensionamiento de elementos estructurales, tales como columnas, vigas, muros de hormigón armado y conexiones viga-columna, integrando tanto los requisitos de diseño sísmico como las normativas técnicas vigentes. El proyecto que se presenta a continuación se enfoca en el diseño estructural de un edificio de nueve pisos y un subsuelo, en el cual se ha implementado la filosofía de diseño sismo-resistente de “columna fuerte – viga débil”. Esta estrategia busca garantizar el adecuado funcionamiento del sistema estructural dual conformado por pórticos a momento y muros estructurales, respondiendo así a las exigencias de seguridad, eficiencia y funcionalidad propias de la construcción urbana contemporánea.

Este trabajo se fundamenta en las normativas estructurales actuales, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15), el ACI 318-19 y los códigos de diseño del American Institute of Steel Construction (AISC 341-22 y 360-22). Asimismo, se incluye la validación de resultados mediante el uso del software SAP2000, con el fin de contrastar los valores obtenidos por la herramienta y asegurar la fidelidad de los resultados. De esta forma, se busca ofrecer una solución práctica que conjugue criterios académicos, normativos y de eficiencia operativa.

El tema de este trabajo surge ante el creciente uso de estructuras de acero en el Ecuador, un sistema constructivo que, al no ser el más tradicional en el país, requiere un entendimiento profundo y crítico para garantizar edificaciones seguras y funcionales. En este contexto, se

vuelve esencial contar con herramientas que permitan interpretar, diseñar y validar este tipo de estructuras de forma eficiente. Asimismo, es importante destacar la necesidad latente de automatizar procesos de cálculo que, tradicionalmente, se realizan de forma manual o utilizando múltiples plataformas, lo cual incrementa el riesgo de errores y retrasa los tiempos de ejecución. En el entorno profesional ecuatoriano, donde a menudo se enfrentan limitaciones de recursos y tiempos ajustados, disponer de soluciones precisas, accesibles y alineadas con las normativas locales representa una ventaja técnica significativa para los ingenieros estructurales.

Algunos de los términos más relevantes son:

Cortante basal: Fuerza sísmica total que debe ser soportada en la base del edificio durante un sismo.

Diagrama de interacción: Herramienta gráfica que evalúa la resistencia combinada a carga axial y momento flector en muros y columnas.

Espectro de diseño: Gráfico que muestra la respuesta sísmica máxima esperada según el periodo estructural.

Conexión viga-columna: Unión entre vigas y columnas que debe garantizar resistencia y estabilidad sísmica.

Sistema dual: Combinación de pórticos a momento y muros estructurales para distribuir eficientemente las fuerzas sísmicas.

A lo largo del presente documento se detallan los fundamentos teóricos, normativos y metodológicos que sustentan el desarrollo de la herramienta propuesta. Se presenta el proceso de diseño estructural automatizado, junto con la lógica de programación implementada en VBA, y se valida su funcionamiento mediante un modelo estructural elaborado en SAP2000. De este modo, se busca no solo evidenciar la aplicabilidad de la herramienta en proyectos reales, sino también su contribución al fortalecimiento del diseño estructural en el contexto ecuatoriano.

2. Objetivos y Alcance del tema

2.1 Objetivo General

Diseñar una herramienta computacional para el análisis integral de los elementos estructurales de un edificio, incluyendo vigas, columnas y conexiones de acero, así como muros estructurales de hormigón armado, garantizando el cumplimiento de las normativas y códigos de construcción vigentes. El proyecto contempla el uso de programación en VBA y software especializado para optimizar el diseño estructural mediante simulaciones precisas, permitiendo así la generación automatizada de una memoria de cálculo que facilite el diseño a flexión y corte de los elementos y sus conexiones, asegurando su resistencia frente a cargas verticales, horizontales y sísmicas.

2.2 Objetivos específicos

- Realizar el análisis y diseño estructural de vigas resistentes a momento asegurando su capacidad frente a cargas verticales, horizontales y sísmicas.
- Diseñar columnas que garanticen estabilidad estructural y resistencia adecuada ante diferentes combinaciones de carga axiales y sísmicas.
- Diseñar muros estructurales que aporten rigidez lateral al edificio y permitan una distribución eficiente de cargas.
- Implementar la filosofía de diseño “Columna Fuerte- Viga débil” en el dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Calcular el cortante basal y el cortante de piso del edificio para determinar con precisión las demandas sísmicas sobre cada elemento estructural.
- Desarrollar una memoria de cálculo automatizada que facilite el diseño a flexión y corte de vigas, columnas y muros estructurales y conexiones viga- columna, integrando los resultados de forma clara y ordenada.

3. Lenguaje de Programación para la Memoria Técnica

3.1 Ventajas de Utilizar Macros

La memoria técnica desarrollada para este proyecto fue creada mediante macros programadas en VBA, aplicadas en diversas hojas de cálculo. Entre sus principales ventajas destaca la automatización de tareas repetitivas, reduciendo significativamente los tiempos de ejecución. Además, al emplear macros se minimiza la posibilidad de errores humanos, particularmente en procesos largos y complejos. Otra ventaja fundamental es la creación de una interfaz amigable, personalizada según las necesidades específicas del diseñador. Asimismo, se garantiza automáticamente el cumplimiento con las normativas nacionales (NEC 15) e internacionales (ACI y AISC). Finalmente, la flexibilidad del código permite futuras actualizaciones con facilidad y agilidad, además de facilitar la validación directa de resultados mediante su integración con modelos estructurales en SAP2000, asegurando la fiabilidad del análisis realizado.

3.2 Formas de Desarrollar una Macro en Excel

Para desarrollar macros en Excel existen dos formas principales, la primera es grabar una macro mediante la opción de “Grabar Macro” esta función y método es especialmente adecuado para las tareas simples que se buscan automatizar, es decir son simples y repetitivas, es decir no requiere lógicas avanzadas o decisiones condicionales o complejas. Esta es ideal para usuarios con poca o ninguna experiencia en programación, ya que permite crear macros fácilmente, sin necesidad de conocer en profundidad el lenguaje VBA. De esta forma se logra optimizar rápidamente ciertos procesos operativos sin invertir tiempo en aprendizaje extenso o programación manual. De esta forma en la siguiente imagen se puede apreciar cómo empezar a grabar una macro en la pestaña de desarrollador de Excel

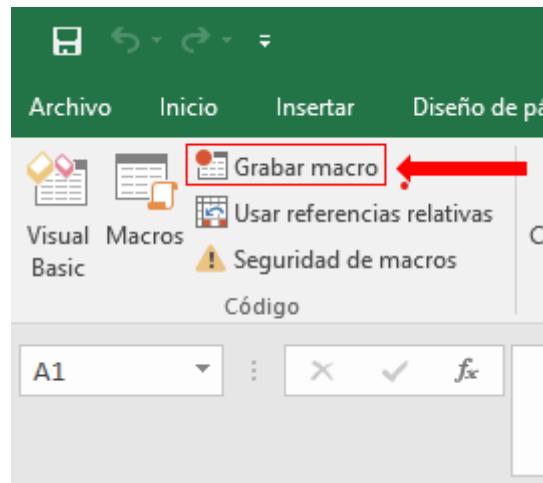


Figura N°1: Opción Grabación de Macro

El desarrollo de macros a través del editor de VBA es más adecuado cuando se requiere automatizar tareas complejas, incorporar condiciones, bucles, validaciones de datos o trabajar con múltiples hojas de cálculo y formatos específicos. Este método permite un nivel de personalización mucho mayor, facilitando la creación de herramientas profesionales, robustas y adaptadas a necesidades específicas. Aunque exige conocimientos básicos de programación, ofrece un control completo sobre las funciones de Excel, por lo que es ideal para usuarios con experiencia previa o aquellos dispuestos a invertir tiempo en aprender y dominar el lenguaje VBA. Con esto en mente para poder acceder al desarrollador de Macros, se debe dar clic derecho sobre el nombre de la hoja de trabajo y acceder a la opción de “Ver Código”, la segunda forma es en la pestaña de programador seleccionar la opción de Visual Basic. De esta forma se puede entender esto en las siguientes dos figuras.

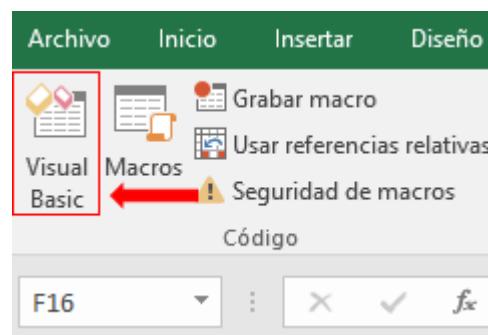


Figura N°2: Opción Visual Basic en Pestaña Desarrollador

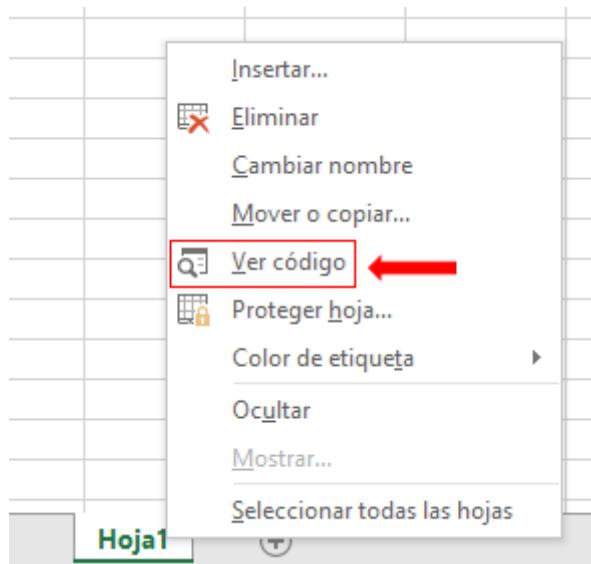


Figura N°3: Opción de Desarrollador en opción “Ver Código”

3.3 Conceptos Básicos de Visual Basic for Applications

Visual Basic for Applications (VBA) es un lenguaje de programación desarrollado por Microsoft que permite ampliar y personalizar las funciones de aplicaciones como Excel, Word y Access. En el ámbito de Excel, VBA ofrece la posibilidad de automatizar tareas repetitivas, realizar cálculos complejos y crear herramientas interactivas, mejorando significativamente la eficiencia en el trabajo técnico. A través de VBA, se pueden desarrollar macros, formularios y funciones específicas que no son posibles mediante las funciones convencionales de Excel, convirtiéndose así en un recurso fundamental para optimizar procesos en distintas áreas profesionales, como la ingeniería estructural.

Entre los componentes esenciales de VBA destacan las macros, los módulos y los procedimientos. Una macro es una secuencia de instrucciones que automatiza tareas; estas se almacenan dentro de módulos y pueden estructurarse como subrutinas (Sub), que ejecutan acciones, o funciones (Function), que devuelven resultados. El manejo de variables es clave para almacenar información temporalmente durante la ejecución de un código, mientras que los objetos, como hojas, celdas o libros, son los elementos sobre los cuales VBA actúa. Cada objeto posee propiedades (características) y métodos (acciones), permitiendo manipular los datos de manera dinámica y precisa.

La estructura de un código en VBA normalmente comienza con la declaración de variables, seguida por la asignación de valores y la ejecución de acciones sobre los objetos definidos. Además, VBA permite trabajar con eventos, que son acciones del usuario —como abrir un libro o modificar una celda— que pueden activar automáticamente una macro. Comprender estos conceptos básicos resulta fundamental para el desarrollo de herramientas estructuradas y eficientes, como la memoria técnica automatizada propuesta en este proyecto, que integra cálculos complejos de manera sistemática y confiable.

3.4 Descripción del Código Utilizado en la Memoria de Cálculo

En el desarrollo de la memoria de cálculo automatizada, se utilizó principalmente la estructura de programación basada en procedimientos Sub y funciones Function dentro del entorno de Visual Basic for Applications (VBA). Las rutinas y Sub fueron empleadas para ejecutar acciones secuenciales específicas, como la asignación de valores a celdas, el formateo automático de resultados y la ejecución de cálculos simultáneos en diferentes hojas de trabajo. Por otro lado, las funciones Function permitieron encapsular fórmulas específicas y cálculos estructurales recurrentes, facilitando su reutilización y mejorando la organización y legibilidad del código. Esta metodología de programación modular permitió segmentar el proceso de análisis estructural en bloques lógicos independientes, optimizando tanto la eficiencia del programa como su capacidad de actualización y mantenimiento a futuro.

3.5 Uso de Inteligencia Artificial para Mejorar Macros

En el desarrollo de esta memoria técnica automatizada, realizada mediante programación en VBA en el entorno de Excel, se utilizó la inteligencia artificial (IA) como un recurso fundamental para potenciar el proceso de aprendizaje y optimización del código. Para adquirir los conocimientos necesarios en programación de macros, se siguieron cursos gratuitos que permitieron comprender de manera profunda la estructura y mecanismos básicos de VBA. Sin embargo, debido a la naturaleza autodidacta del aprendizaje, surgieron desafíos técnicos específicos. En este contexto, la herramienta ChatGPT fue utilizada como un apoyo esencial

para resolver dudas, identificar errores en el código y perfeccionar las rutinas implementadas. El uso de IA permitió optimizar la eficiencia de las macros, especialmente en la resolución de problemas relacionados con bucles, condicionales y gestión de recursos computacionales. Gracias a esta asistencia, fue posible mejorar la estructura del programa, minimizar errores durante el desarrollo y garantizar un rendimiento adecuado de la herramienta, lo cual resulta crucial en proyectos de diseño estructural a gran escala.

3.6 Descripción de la Memoria de Cálculo

La memoria técnica desarrollada consta de seis hojas de cálculo, cada una dedicada al diseño de los distintos elementos estructurales abordados a lo largo de este proyecto. La primera hoja está destinada específicamente al cálculo del cortante basal y del cortante de piso. Cada hoja de diseño incluye inicialmente una sección de **datos iniciales**, donde se encuentran los botones de ingreso para definir las propiedades geométricas y características específicas de cada sección estructural. Con esta estructura, las hojas de cálculo desarrolladas en la herramienta son las siguientes:

- Cortante Basal y de Piso: En esta hoja se detallan los factores utilizados para calcular el espectro elástico e inelástico del edificio. A partir de estos datos, se determina el espectro de aceleraciones de la estructura. Posteriormente, se realiza el cálculo del cortante basal, fundamental para modelar el efecto sísmico en herramientas de análisis estructural como SAP2000 y ETABS. Finalmente, se calcula la distribución del cortante de piso, obteniendo así la fuerza de cortante que actúa en cada nivel de la estructura, incluyendo el subsuelo.
- Viga Sismo Resistente: Permite al usuario ingresar las propiedades geométricas y mecánicas de las secciones utilizadas para la viga, una vez realizado esto automáticamente se muestran los resultados de la revisión de ductilidad y resistencia al cortante y momentos últimos.
- Columna Sismo Resistente: Esta hoja permite al usuario ingresar las propiedades geométricas y mecánicas de las secciones utilizadas para las columnas. Una vez

definidos estos parámetros, la herramienta realiza automáticamente la verificación de la ductilidad y esbeltez de la sección, calcula su resistencia a compresión y evalúa el pandeo lateral torsional. Posteriormente, se verifica la resistencia a momento en cada extremo de la columna. Completado este proceso, se lleva a cabo el análisis de resistencia a flexo-compresión y se comprueba la capacidad de la sección frente a cargas sísmicas amplificadas. Finalmente, se valida el cumplimiento del criterio de "columna fuerte – viga débil", asegurando un adecuado comportamiento sísmico de la estructura.

- Análisis de Placa de Continuidad: En esta hoja, el usuario puede ingresar las propiedades mecánicas de la placa de continuidad. El análisis se realiza automáticamente utilizando las propiedades de las secciones de columna y viga que convergen en un mismo nodo. A partir de estos datos, se obtienen de forma inmediata los resultados relacionados con los estados límite y se verifica la resistencia de las conexiones soldadas. Finalmente, se determina la resistencia requerida de la placa de continuidad, así como sus dimensiones mínimas necesarias para garantizar el adecuado desempeño estructural de la conexión.
- Conexión WUF-W: En esta hoja se trasladan automáticamente las propiedades geométricas y mecánicas de las secciones utilizadas en la viga sismo resistente y la columna sismo resistente. El usuario debe ingresar la carga última de cortante obtenida en el modelo computacional, considerando la combinación de carga $1.2D + 0.5L$. A partir de esta información, la herramienta realiza automáticamente la verificación de las secciones involucradas en la conexión, comprobando su adecuación para garantizar un comportamiento estructural adecuado en condiciones sísmicas.
- Muro estructural: En esta hoja, el usuario debe ingresar las propiedades mecánicas de los materiales del muro, las características geométricas de la sección, así como los valores de momento último y cortante último que debe resistir el elemento. Con estos datos, la herramienta realiza automáticamente la verificación estructural del muro, evaluando su capacidad resistente y generando los diagramas de interacción

correspondientes. De esta manera, se comprueba de forma inmediata si la sección propuesta cumple con los requisitos estructurales necesarios.

Para el desarrollo completo de la memoria de cálculo, se implementaron múltiples módulos de programación en VBA, organizados según su funcionalidad específica. Estos módulos no se restringen únicamente a una hoja de cálculo, sino que han sido diseñados para ser reutilizables en diversas partes del proyecto, optimizando así la eficiencia del código. Un ejemplo de esta reutilización es el cálculo del momento probable de las secciones, procedimiento que se requiere en varias hojas de diseño. La organización modular del código facilita su mantenimiento y actualización, además de mejorar la claridad de la estructura del programa. En la Figura 4 se presentan los nombres de los módulos desarrollados, cada uno abarcando funciones distintas dentro del proceso de análisis estructural.

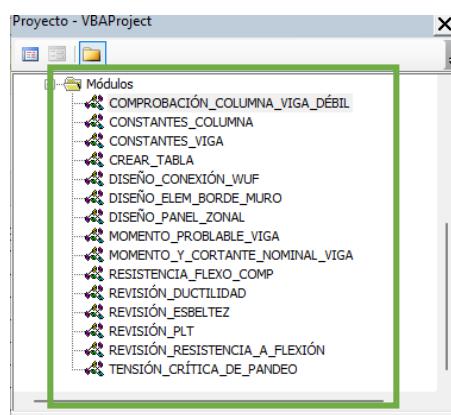


Figura N°4: Módulos Creados en VBA

De esta manera, mediante la implementación de macros y módulos programados en VBA, se logró automatizar y sistematizar el proceso de diseño estructural dentro de esta memoria técnica. Sobre esta base sólida, que permite comprender la lógica de funcionamiento de la herramienta desarrollada, es posible adentrarse en los aspectos específicos del análisis estructural llevado a cabo en el proyecto. En la siguiente sección se abordará en detalle la metodología empleada para el cálculo del espectro sísmico de respuesta, así como el análisis del cortante basal y del cortante de piso, componentes fundamentales para la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura.

4. Análisis del Espectro Sísmico de respuesta y Cortante Basal de la estructura

4.1 Análisis modal Espectral

Para el desarrollo de este proyecto se ha utilizado el análisis modal espectral, este es un método ampliamente utilizado en ingeniería estructural, es utilizado para evaluar la respuesta dinámica de una estructura ante cargas sísmicas. A diferencia de métodos estáticos equivalentes este enfoque considera múltiples modos de vibración de la estructura, de esta forma permite un análisis más preciso del comportamiento sísmico. El procedimiento parte del cálculo de los períodos naturales y las formas modales de vibración, a partir de las propiedades dinámicas del sistema, como la masa y la rigidez. A partir de esto el espectro sísmico de respuesta definido para el sitio de estudio, se determina la respuesta máxima esperada, en cada modo.

De esta forma el edificio de estructura mixta fue modelado en SAP2000, este fue modelado a partir del uso del método modal espectral antes explicado, este fue usado para poder determinar su respuesta sísmica mediante diferentes excitaciones sísmicas. De esta forma el software de SAP2000 calcula las propiedades dinámicas del sistema, incluyéndolos períodos naturales de la vibración, las frecuencias y formas modales, con esto considerando la distribución de masas y rigideces.

4.2 Zonificación Sísmica En Ecuador

El peligro sísmico sobre el ecuador está dividido por diferentes zonas sísmicas, según la NEC 2015 los edificios de uso normal usan un valor de Z (Factor de zona sísmica), el cual representa la aceleración máxima de la roca esperada en el sitio de diseño, de esta forma se puede apreciar esto mediante la figura 5 que representa la distribución de las zonas sísmicas sobre el ecuador.

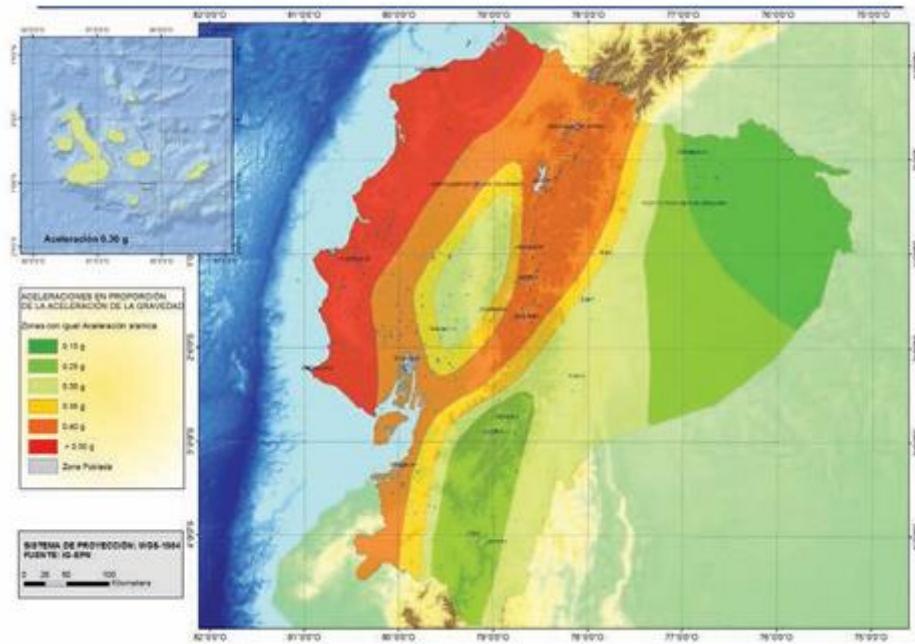


Figura N°5: Distribución de zonas sísmicas sobre el Ecuador

De esta forma, el territorio ecuatoriano se divide en seis zonas sísmicas, cada una con un valor específico de aceleración sísmica asignado según la normativa vigente. Esta distribución puede observarse en la Tabla 1. Cabe destacar que, para el análisis realizado en este proyecto, se consideró que la estructura se encuentra ubicada en la zona sísmica "V".

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

Tabla N°1: Valores del Factor Z en función de la zona sísmica escogida

4.3 Coeficientes del perfil de suelo F_a , F_d , y F_s

Los coeficientes de perfil de suelo son parámetros establecidos por la normativa ecuatoriana de la construcción para considerar los efectos del tipo de suelo en la respuesta sísmica de una estructura. Estos coeficientes ajustan el espectro de diseño en función del perfil del subsuelo y la zona sísmica en la que se encuentra el proyecto. De esta forma el coeficiente de amplificación de aceleraciones en el rango de periodo corto, a este se lo puede observar en la

tabla 2 y su variación dependiendo del tipo de suelo y zona sísmica. De forma similar, el coeficiente del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseños en roca, este coeficiente se muestra en la tabla 3 y su variación respecto a la zona sísmica y el tipo de suelo. Finalmente, se muestra el coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos, se muestra en la tabla 4 el cual de la misma forma de los otros coeficientes de suelo va a depender del tipo de suelo y la zona sísmica.

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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla N°2: Coeficiente de Amplificación de Aceleraciones 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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla N°3: Coeficiente del Espectro Elástico 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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla N°4: Coeficiente de Comportamiento no Lineal F_s (NEC 2015)

De esta forma es importante señalar que para la caracterización de suelos tipo F para obtener los distintos factores se deben realizar los procedimientos para caracterización sísmica del suelo.

4.4 Ecuaciones para Diseñar el Espectro Sísmico de Respuesta

De esta forma es importante conocer los factores T y T_C , estos son los periodos límite de vibración en el espectro de diseño de aceleraciones, el primer factor representa el periodo fundamental de vibración de la estructura y el segundo es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Con esto en mente para poder calcular el periodo fundamental de la estructura se utiliza la siguiente expresión:

$T = C_t * h_n^\alpha$ donde el termino C_t y α se obtienen a partir del uso de la tabla 5 los cuales van a variar dependiendo del tipo de estructura es decir si esta se ha construido a base de una estructura de acero o pórticos especiales a momento de hormigón armado. De esta forma el factor h_n es la altura máxima de la estructura.

Tipo de estructura	C _t	a
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla N°6: Aproximación de Cálculo de T (Método1) (NEC 2015)

Con esto en mente el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones se calcula con la siguiente expresión: $T_C = 0.55 * F_S * \left(\frac{F_d}{F_a}\right)^r$. Otros factores importantes que se deben considerar es la razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el periodo de retorno seleccionado (η) el cual según la NEC 2015 para las provincias de sierra, Esmeraldas y Galápagos se utiliza un valor de 2.48, se utiliza un valor de 1.8 para provincias de la costa (excepto Esmeraldas) y finalmente, 2.6 para provincias del oriente.

Con esto en mente para poder obtener el valor de la aceleración espectral se debe utilizar las siguientes expresiones: $S_a = \eta Z F_a$, $S_a = \eta Z F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$. Donde el factor r representa el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto donde este tiene un valor de 1 para todos los tipos de suelo excepto para el tipo E el cual tiene un valor de 1.5. De esta forma para escoger o analizar cualquiera de estas dos ecuaciones se debe analizar los siguientes límites donde se utiliza la primera ecuación para $0 \leq T \leq T_C$; se utiliza la segunda ecuación para $T > T_C$.

4.5 Diseño del Espectro Sísmico de Respuesta para el Edificio

El diseño estructural de un edificio de sistema mixto requiere del cálculo preciso de fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura. Estas fuerzas como se ha analizado previamente, dependen de múltiples factores, entre ellos la ubicación geográfica del proyecto, las características del suelo, la altura total del edificio, el número de niveles y el sistema estructural adoptado. Todos estos aspectos son determinantes para poder definir el espectro sísmico de respuesta, el cual constituye la base del análisis dinámico y del dimensionamiento de los elementos estructurales. A lo largo de esta sección se desarrollará el procedimiento completo para la obtención de dicho espectro, en conformidad con la normativa ecuatoriana vigente.

El edificio considerado en este proyecto tiene fines académicos, y aunque su construcción original fue con hormigón armado, se replanteado su diseño estructural utilizando un sistema mixto. El proyecto se ubica en la ciudad de Quito, provincia de Pichincha. La estructura está conformada por pórticos especiales a momento de acero, losas compuestas de vigas a gravedad con deck metálico y un sistema dual que combina estos pórticos con muros estructurales de hormigón armado. De esta forma el edificio en cuestión cuenta con un sistema dual que combina los pórticos especiales con muros estructurales de hormigón armado para garantizar un comportamiento sísmico adecuado. El edificio cuenta con nueve pisos sobre un nivel de subsuelo, con una altura de entrepiso de 2.96 m, alcanzando una altura total de 26.64 m y un peso total estimado de 1496.294 Tnf.

Para el proyecto se empleó un espectro sísmico de respuesta elástico definido según los lineamientos de la NEC 2015, específicamente en función de la ubicación del edificio y las condiciones del suelo. El proyecto se sitúa en la ciudad de Quito correspondiente a la zona sísmica V, con un perfil de suelo tipo D, lo cual determina los valores de aceleración espectral a utilizar. De esta forma se realiza el análisis de peligrosidad sísmica de la región . Este análisis permite obtener los cortantes de piso, los desplazamientos máximos y los momentos en vigas y

columnas, esenciales para el diseño de la estructura. De esta forma la clasificación utilizada para el edificio según las Normas ecuatorianas de la construcción 2015 es considerado como “Otras estructuras”. Este edificio al ser considerado para uso residencial no entra dentro de las categorías de estructuras esenciales y tampoco de estructuras de ocupación especial. De esta misma forma el edificio no consta con ninguna irregularidad de planta y elevación. A continuación, se muestra la siguiente tabla con datos iniciales antes descritos:

Diseño de un Edificio de Hormigón Armado	
Información General	
Región	Sierra
Provincia	Pichincha
Ciudad	Quito
Información Específica	
Tipo de Estructura	Estructura mixta, Sistemas Duales con estructura de hacer y muros estructurales
Altura Entrepiso (m)	2,96
Número de Pisos	9
Altura del Edificio (m)	26,64
Peso de la Estructura (Tnf)	1496,29
Parámetros para Espectro de Diseño	
Categoría de Edificio	Otras Estructuras
Zona Sísmica	V
Caracterización Peligro Sísmico	Alta
Tipo de Suelo	C
Irregularidad en Planta	NO
Irregularidad en Elevación	NO

Tabla N°7: Datos Iniciales Cálculo Cortante Basal

De esta forma para calcular el espectrograma de aceleraciones se debe calcular el valor del periodo esencial de la estructura y el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico, cálculos antes explicados. De esta forma se muestran en las tablas 8 y 9 los factores necesarios para su obtención y su valor respectivo.

T (s)		
Ct	h	α
0,073	26,64	0,75
0,856		

Tabla N°9: Periodo Esencial de la Estructura

Tc (s)		
Fs	Fd	Fa
1,28	1,19	1,2
0,710		

Tabla N°9: Periodo Límite de Vibración

Donde se puede apreciar que $T > T_c$, de esta forma se utiliza la expresión, $S_a = \eta Z F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$

Para obtener el valor de la sección donde se encuentra el espectro de aceleraciones de la estructura diseñada para el proyecto. Con esto en mente en la tabla 10 se muestran todos los factores necesarios para obtener el valor de la aceleración espectral que sufrirá la estructura.

Sa (Valores de la gravedad en la tierra (g))		
η	Z	Fa
2,48	0,4	1,2
Tc	T	r
0,710	0,856	1
0,9872		

Tabla N°10: Valor de Aceleración Espectral

Una vez obtenidos todos los anteriores parámetros, se procede a graficar el espectro de respuesta elástico e inelástico en la memoria de cálculo, dentro de la hoja de cálculo de cortante basal y de piso. A continuación, se muestra la siguiente figura con el espectro de diseño utilizado.

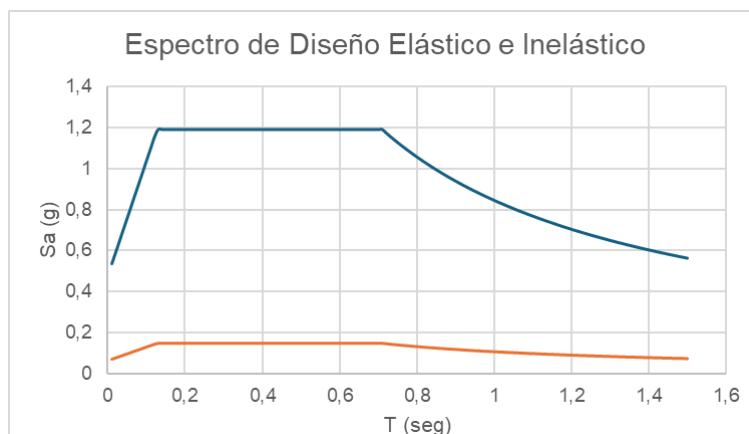


Figura N°6: Espectro de Diseño

4.6 Cortante Basal y Cortantes de Piso

Una vez analizado el espectro de diseño elástico e inelástico (S_a) es posible proceder con el cálculo de las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura. De esta forma el primer paso de este proceso es determinar el cortante basal, el cual representa la fuerza sísmica total que debe ser resistida en la base del edificio. Esta fuerza es calculada en función de la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura, así como de otros factores normativos que ajustan la demanda sísmica según la configuración estructural y el nivel de importancia del edificio. La fórmula utilizada para obtener el cortante basal se muestra en la siguiente expresión:

$$V = \frac{S_a(T_a) * I}{R * \varphi_E * \varphi_p} * W$$

Donde los factores de reducción son los factores de sobre resistencia (φ_E, φ_p) y R es el factor de reducción sísmica. Con esto en mente podemos analizar los factores I y W los cuales amplificarán el cortante Basal, el factor I es el factor de importancia estructural y W es el peso total de la estructura.

4.6.1 Factores de Sobre Resistencia

Dentro del cálculo del cortante basal en estructuras sismo resistentes, los factores de sobre resistencia juegan un papel fundamental para poder reflejar de la forma más realística posible la capacidad del sistema estructural frente a acciones sísmicas. Dentro de la normativa ecuatoriana NEC 15 se utilizan los factores (φ_E, φ_p), los cuales penalizan el valor del cortante basal cuando una estructura presenta una configuración regular tanto en planta como en elevación. Esto se puede observar en la siguiente tabla donde se muestran esquemas según la NEC 15 de la forma en las estructuras se categorizan como regulares en altura y planta. De esta forma el factor φ_E corresponde a la configuración estructural en elevación y φ_p a la configuración de planta, donde cuando ambos toman el valor de 1 cuando la estructura cumple con la regularidad geométrica recomendada.

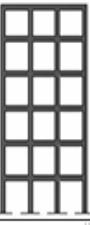
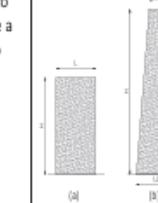
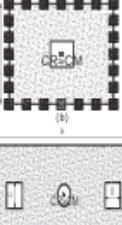
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_r=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_r=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aportados, es constante en todos los niveles. $\phi_r=1$</p> 	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_r=1$</p>  <p>(a)</p> <p>(b)</p>	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rígidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_r=1$</p>  <p>(a)</p> <p>(b)</p> <p>(c)</p>

Tabla N°11: Configuraciones Recomendadas (NEC 15)

En caso de que las estructuras presenten irregularidades significativas ambos coeficientes tomarán valores menores a 1, esto se puede apreciar en las siguientes tablas donde se muestran los factores que pueden hacer que una estructura se considere irregular en planta y elevación, de esta forma aumentando el cortante basal de diseño, de esta forma exigiéndose una mayor resistencia de los elementos estructurales en su diseño. Con esta metodología se busca incentivar a los diseñadores a utilizar configuraciones estructurales más eficientes y garantizar un comportamiento sísmico global adecuado.

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muras soportadas por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo piso en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>  <p>b>a</p>	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales. 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.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. 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).</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> 	

Tabla N°12: Irregularidades en Elevación (NEC 15)

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_0=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\lambda_1 + \Delta_2)}{2}$	
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_0=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$	
La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_0=0.9$ a) $Cx\delta > 0.5Ax\delta$ b) $ Cx\delta + Cx\epsilon > 0.5Ax\delta$	
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_0=0.9$	
La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
<i>Nota: La descripción de estas irregularidades no facilita 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.</i>	

Tabla N°13: Irregularidades en Planta (NEC 15)

4.6.2 Factor de Reducción de Resistencia Sísmica

El factor de reducción sísmica es un parámetro fundamental en el diseño sísmico el cual representa la capacidad de disipación de energía de una estructura a través de mecanismos mecánicos inelásticos. Este factor permite reducir la fuerza sísmica elástica que actuaría sobre una estructura si esta permanece si esta permaneciera completamente en el rango elástico durante un sismo severo, reflejando así el comportamiento dúctil del sistema estructural. Su valor depende del tipo de sistema resistente adoptado y del nivel de ductilidad asociado a dicho sistema. De esta forma este puede ser descrito a través de la siguiente tabla donde se muestra el valor que toma en los diferentes sistemas estructurales.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Diales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Tabla N°14: Coeficiente R para los Diferentes Sistemas Estructurales

4.6.3 Coeficiente de Importancia Estructural

El coeficiente de importancia estructural (I) es un factor el cual ajusta las fuerzas sísmicas en función del uso, ocupación y relevancia social de la edificación. Su propósito es garantizar un nivel de seguridad estructural adecuado para edificaciones cuya falla representaría un riesgo significativo para la vida humana o el funcionamiento crítico para la sociedad. De acuerdo con la NEC 15 el coeficiente toma un valor mayor a 1 en estructuras esenciales, como hospitales, estaciones de bomberos, escuelas, puentes u obras estratégicas esto se puede apreciar en la siguiente tabla donde se explica el valor que puede tomar para estructuras no esenciales o para las estructuras esenciales.

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

Tabla N°15: Tipo de Uso e Importancia de la Estructura

4.6.4 Cálculo Cortante Basal Para Edificio de Ejemplo

Con base a los parámetros establecidos previamente, incluyendo el espectro de diseño estructural, la ubicación geográfica del proyecto y las características geométricas del edificio, se procede a realizar el cálculo del cortante basal. Esto se puede apreciar con la siguiente tabla donde se muestran los factores utilizados para el cálculo estructural, cabe recalcar que para el cálculo del cortante basal se ha restado el peso del subsuelo del edificio para el cálculo del cortante.

I	R	ϕE	ϕp	W (kgf)
1	8	1	1	1292209,33
V (Kgf)				
159466,4117				

Tabla N°16: Cálculo Cortante Basal

4.6.5 Cálculo Cortante de Piso Para Edificio de Ejemplo

Una vez determinado el cortante basal total que debe resistir la estructura, es necesario distribuir esta fuerza entre los diferentes niveles del edificio. Esto se realiza mediante el cálculo del cortante de piso. Esta distribución se realiza considerando tanto el peso tributario a cada nivel como su altura de relativa respecto al nivel del suelo. De esta forma se utiliza la siguiente expresión para cada cortante de piso: $F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V$. Donde, V es el cortante de la estructura, V_x es el cortante total en el piso “x” de la edificación, F_x es la fuerza lateral total aplicada en el piso “x” de la estructura, n es el número de pisos de la estructura, W_x y W_i es el peso asignado al piso o nivel “x” e “i” de la estructura, h_x y h_i son la altura del piso o nivel “x” e “i” de la estructura. Finalmente, k es el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura el cual se especifica en la siguiente tabla.

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

Tabla N°17: Coeficiente k (NEC 15)

Una vez analizados todos los factores anteriores se presenta la siguiente tabla donde se muestra el cálculo y los valores de cada cortante de piso dependiendo del peso y la altura de cada piso.

CONSTANTE k	1,177999764	Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales		
Piso	Altura (m)	PESO PISO (kgf)	Wi*hi*k	Fx (kgf)
1	2,96	194847,98	699644,5127	3764,45467
2	5,92	141277,69	1147805,691	6175,79702
3	8,88	141277,69	1850562,833	9956,99927
4	11,84	141277,69	2597057,933	13973,5347
5	14,8	141277,69	3377859,723	18174,6581
6	17,76	149478,8367	4430198,884	23836,7951
7	20,72	149478,8367	5312348,107	28583,2209
8	23,68	149478,8367	6217288,575	33452,2756
9	26,64	83814,08	4004939,483	21548,6763
	SUMA	1292209,33	29637705,74	159466,412

Tabla N°18: Distribución Lateral de Fuerzas Sísmicas Laterales

5. Derivas Inelásticas de Piso

Las derivas inelásticas de piso representan los desplazamientos relativos entre dos niveles consecutivos de una estructura, divididos por la última altura del entrepiso correspondiente, esto se representa con la siguiente expresión: $\Delta e = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{h_e}$. Donde, h_e representa la altura de entrepiso, Δ_2 es el desplazamiento total del piso y Δ_1 es el desplazamiento del piso inferior. Estas se calculan considerando el comportamiento no lineal de la estructura frente a la acción sísmica. Con esto en mente las derivas inelásticas se obtienen con la siguiente expresión: $\Delta mx = 0.75\Delta e * R * 100\%$. Donde Δe es el desplazamiento que tiene un piso superior con respecto al anterior, R es el coeficiente antes explicado en la sección 4.6.2 para la capacidad de disipación de energía de una estructura.

A diferencia de las derivas elásticas, las cuales se pueden obtener a partir de un análisis lineal con espectros reducidos, las derivas inelásticas reflejan los desplazamientos reales esperados tras la ocurrencia de un sismo severo, de esta forma se incorporan los efectos de la ductilidad y la disipación de energía del sistema

5.1 Importancia de las Derivas de Piso Inelásticas

Las derivas de piso son fundamentales para la evaluación de seguridad y funcionalidad de la edificación, esto se debe a que las derivas excesivas pueden provocar daños estructurales, afectación de elementos no estructurales tales como mampostería o incluso comprometer la estabilidad global de la edificación. De esta forma en la siguiente tabla se muestran los límites máximos permitidos por la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC 15).

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

Tabla N°19 Deriva de Piso Inelástica Máxima (NEC 2015)

De Esta forma los límites máximos establecidos por la normativa se establecen en función del uso de la estructura, importancia.

6. Diseño de Elementos Estructurales

El diseño de elementos estructurales constituye una de las etapas más críticas dentro de los procesos de análisis y construcción de una edificación, esto se debe a que en esta etapa se verifica que cada componente del sistema estructural sea capaz de resistir las solicitudes a las que estará sometido durante su vida útil. Esta fase no solo responde a consideraciones de resistencia y ductilidad, sino también al cumplimiento de requisitos normativos de ductilidad, control de deformaciones y seguridad frente a eventos sísmicos. Esto se logra a partir del análisis dinámico realizado en las secciones anteriores, se definen las acciones internas que servirán como base para el dimensionamiento y verificación de cada uno de los elementos estructurales principales que componen la edificación.

Dentro de esta sección se desarrollará el diseño individual de los elementos clave que conforman el sistema estructural del edificio propuesto. Se iniciará con el diseño de vigas sismo resistentes bajo cargas combinadas de flexión y corte, seguido por el diseño de columnas sismo resistentes, evaluando tanto su resistencia a carga axial como a flexo-compresión.

Posteriormente se incluirá el análisis del panel zonal para asegurar la continuidad estructural de las uniones viga-columna y se analizará el desempeño de la conexión WUF-W, la cual es una conexión soldada precalificada según AISC 341. Finalmente, se abordará el diseño del muro estructural de hormigón armado, considerando tanto su resistencia a flexo-compresión como su capacidad cortante. Todos los diseños han sido desarrollados conforme a los lineamientos establecidos en la NEC 15, ACI 318-19 y los códigos AISC 360- 22 y AISC 341- 22.

6.1 Diseño Vigas Sismo Resistentes

El diseño de vigas en sistemas sismo resistentes es fundamental para garantizar la integridad estructural y la capacidad de disipación de energía de una edificación frente a las solicitudes sísmicas. Las vigas como elementos horizontales principales del marco resistente, deben ser capaces de resistir tanto las cargas gravitacionales habituales como las fuerzas laterales inducidas por sismos, de esta forma desempeñando un rol clave en la redistribución de momentos y la formación de rótulas plásticas controladas. En sistemas especiales como pórtico resistente a momento, el correcto diseño de vigas contribuye directamente a la ductilidad global de la estructura, de esta forma alineándose con la filosofía de diseño “Columna Fuerte- Viga Débil”.

El proceso de diseño estructural de estas vigas contempla varias etapas clave. En primer lugar, se realiza un análisis de cargas sísmicas conforme a la NEC 2015, de esta forma se analizan los efectos dinámicos y la ubicación geográfica del proyecto. A partir de esto se selecciona la sección transversal considerando materiales dúctiles como el acero estructural laminado, estos son capaces de desarrollar grandes deformaciones sin pérdidas significativas de resistencia. También se verifica la interacción y transmisión de fuerzas en las conexiones viga-columna, prestando especial atención al comportamiento de las zonas de disipación. Finalmente, todo el diseño se desarrolla conforme a los lineamientos del AISC 360-22, el AISC 341-22 y la NEC-15, los cuales establecen criterios de resistencia, rigidez, ductilidad y desempeño sísmico adecuados.

6.1.1 Límites para las Dimensiones Geométricas de una Viga

Los elementos estructurales de acero deben ser diseñados de tal forma que estos puedan comportarse de forma altamente dúctil ante acciones sísmicas, es fundamental realizar la verificación de su sección transversal, la cual debe cumplir con ciertos límites de esbeltez tanto en los patines como en el alma. Estos límites definidos por AISC 341, aseguran que la sección

pueda desarrollar plenamente su capacidad plástica sin que se produzcan mecanismos de frágiles por pandeo local. La esbeltez del patín (λ_f) se calcula como $\frac{b_f}{t_f}$ donde b_f es el ancho del patín y t_f su espesor. Este valor se compara con un límite máximo $\lambda_{hd} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{f_y * R_y}}$, el cual depende de el módulo de elasticidad del acero (E) y de su esfuerzo de fluencia con un factor de sobre resistencia R_y . El factor de sobre resistencia dependerá del tipo de material de la sección utilizada, este se puede encontrar en la siguiente tabla la cual muestra los valores de sobre resistencia dependiendo del material utilizado para su diseño.

Application	R_y	R_t
Hot-Rolled Structural Shapes and Bars		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A529 Gr. 50 [345]	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 [380]	1.1	1.2
• ASTM A572/A572M Gr. 50 [345], or 55 [380]	1.1	1.1

Tabla N°20: Factor R_y Dependiendo del Material del Elemento

De esta forma para analizar la ductilidad de la sección se debe comparar la esbeltez del patín con su límite máximo donde para que la sección se considere altamente dúctil y apta para el diseño estructural la esbeltez debe ser menor al límite máximo establecido ($\lambda_f < \lambda_{hd} = Altamente\ Dúctil$).

De esta forma en el caso del alma, la esbeltez se calcula como $\lambda_w = \frac{h}{t_w}$, donde h es la altura del alma y t_w es su espesor. Este valor se deberá comparar con un límite modificado por la presencia de carga axial (C_a), don esto en mente el factor C_a se obtiene a partir de la siguiente expresión: $C_a = \frac{P_u}{R_y * f_y * A_s}$, donde P_u es la carga axial última que el elemento está sometido. De esta forma el límite se obtiene con la siguiente expresión: $\lambda_{hd} = 2.5 * (1 - C_a)^{2.3} * \sqrt{\frac{E}{f_y * R_y}}$.

De la misma forma se debe comparar la esbeltez del patín con su límite máximo donde para que la sección se considere altamente dúctil y apta para el diseño estructural la esbeltez debe ser menor al límite máximo establecido ($\lambda_w < \lambda_{hd} = Altamente\ Dúctil$).

6.1.2 Análisis Momento Probable

Uno de los parámetros fundamentales a analizar para todos los elementos estructurales dentro de los pórticos a momento es el momento plástico probable. Este parámetro representa la máxima capacidad que podría alcanzar la sección en la formación de una rótula plástica, considerando efectos adicionales como el endurecimiento por deformación, confinamiento, refuerzos adicionales y restricciones locales.

De esta forma el cálculo del Momento probable (M_{pr}) se realiza mediante la expresión proporcionada en la normativa AISC 358, dada por la siguiente expresión: $M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z$. Donde C_{pr} es un coeficiente de sobre resistencia el cual toma en cuenta efectos no lineales, este se obtiene a partir de la siguiente expresión: $C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y}$, donde este tiene un límite máximo de 1.2, de esta forma el coeficiente C_{pr} se calcula con base en la relación entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia del acero. Siguiendo con el análisis de la expresión para el momento probable F_y es el esfuerzo de fluencia especificado y Z el módulo plástico efectivo de la sección en el punto de formación de la rótula. De esta forma en la figura inferior se puede apreciar gráficamente la forma en que los cortantes probables y momentos probables afectan a una viga

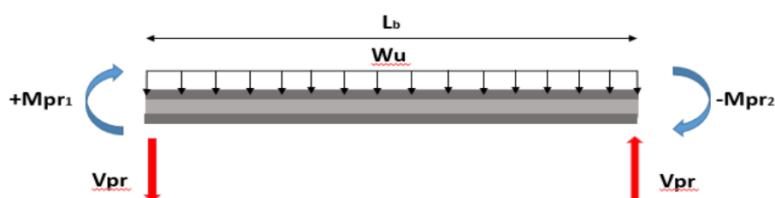


Figura N°7: Diagrama de efecto de Momento y Cortante Probable

6.1.3 Comprobación Resistencia de la Viga

Una vez determinado el momento plástico probable (M_{pr}), es indispensable evaluar la resistencia nominal de la viga tanto a flexión como a corte, así como comprobar su demanda última bajo combinaciones de carga sísmica. Las cargas últimas consideradas son V_u y M_u , las cuales corresponden a las solicitudes de generadas por el análisis estructural. Para la verificación a corte, se deberá calcular primero el corte inducido por el momento probable en los extremos de la viga, donde se obtiene el cortante último a partir de la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L} + V_{SAP} \text{ donde el factor } V_{SAP} \text{ es el cortante que se obtiene sobre la viga en el software de diseño, en este caso de SAP2000, L es la longitud total de la viga entre paño y paño.}$$

A partir de esto se obtiene la resistencia nominal a corte (φV_n) de esta forma el cortante nominal se obtiene con la siguiente expresión: $\varphi V_n = 0.75 * 0.6 * f_y * h * t_w * Cv$. De esta forma el coeficiente Cv depende de la distancia de arrostramiento sobre la viga, de esta forma la distancia de arrostramiento escogida para el proyecto fue de 1.2 m debido a que se ha colocado cada viga a gravedad a 1.2m. Con esto en mente para obtener el coeficiente Cv se calcula a partir del cálculo del coeficiente k_v , este coeficiente depende de la relación entre el espaciamiento de arrostramiento laterales S y la altura total de la viga h donde si, esta relación es mayor a 3 se debe utilizar un valor de 5.34 o se utiliza la siguiente ecuación: $5 + \frac{5}{(\frac{S}{h})^2}$.

$$\text{Finalmente, para obtener el factor se utiliza la siguiente ecuación } Cv = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}.$$

Como etapa final de diseño a flexión, se realiza la comparación entre el momento último M_u obtenido a partir de las solicitudes sísmicas y el momento nominal, este se calcula mediante la expresión $\varphi M_n = 0.9 * f_y * Z$. Se deberá verificar que el momento nominal multiplicado por el factor φ sea mayor al momento último.

6.2 Diseño Columnas Sismo Resistentes

De esta forma las estructuras sismo resistentes, las columnas deben ser diseñadas para soportar no solo cargas gravitacionales habituales, sino también esfuerzos

significativos inducidos por movimientos sísmicos. Por ello es esencial que las columnas cuenten con una adecuada capacidad de carga axial, resistencia a flexión, control de pandeo y comportamiento dúctil. En esta sección presenta el proceso de diseño y verificación de columnas de acero estructural bajo la normativa AISC 360- 22 y AISC 341-22, integrado a los principios de diseño por capacidad y el cumplimiento del criterio columna fuerte- viga débil. En este proyecto, se ha llevado a cabo una revisión completa de los criterios de ductilidad, esbeltez, resistencia a compresión, flexión y flexo-compresión, utilizando los parámetros normativos estipulados.

6.2.1 Limitaciones Geométricas de Secciones para Columnas Sismo Resistentes

Para el diseño de columnas sismo resistentes, es fundamental realizar la verificación para analizar si la sección cumple con las limitaciones geométricas establecidas en la normativa para garantizar un comportamiento adecuado ante solicitudes sísmicas. de esta forma la primera es el chequeo de ductilidad, tanto de los patines como del alma. Sin embargo, en esta sección no se la va a abordar a profundidad debido a que esta ya fue abordada en la sección 6.1.1 donde se explica a detalle.

De esta forma es sumamente importante obtener la clasificación de esbeltez del patín y el alma para determinar el comportamiento local de las secciones ante esfuerzos de compresión. La comprobación de compacidad de una sección es esencial para asegurar que el elemento estructural pueda desarrollar completamente su resistencia a flexión sin que ocurra pandeo local prematuro. La verificación del pandeo lateral torsional es crucial en el diseño de elementos sometidos a flexión, como las columnas y vigas, ya que este fenómeno puede producirse cuando la longitud no arriostrada del elemento es suficientemente grande como para inducir inestabilidad lateral y rotación alrededor de su eje longitudinal.

De esta forma cuando una sección es esbelta, existe una mayor probabilidad de que se presente pandeo local antes de que el elemento alcance su resistencia máxima, lo que limita su capacidad portante y puede provocar fallas prematuras. Por ello, identificar si el alma o el patín son esbeltos o no es esencial para aplicar correctamente los factores de reducción de resistencia y garantizar que el diseño cumpla con los requisitos de estabilidad, ductilidad y seguridad estructural exigidos por las normas.

Con esto en mente para realizar la clasificación de la sección transversal se debe analizar el patín y el alma. Para analizar el patín se deben utilizar las siguientes

expresiones: $\lambda_f = \frac{b_f}{2*t_f}$ y $\lambda_{rf} = 0.56 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, donde E y fy son el módulo de elasticidad del elemento y el esfuerzo de fluencia del elemento. De esta forma para que el patín se considere no esbelto debe cumplirse la siguiente condición $\lambda_f < \lambda_{rf}$. De esta forma para analizar si el alma de una sección es esbelta o no, se debe calcular la siguiente

relación $\lambda_w = \frac{h-3t_f}{t_w}$ la cual se debe comparar con el valor límite $\lambda_{rw} = 1.49 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$. De esta forma para que el alma se considere como no esbelta se debe cumplir la siguiente condición $\lambda_w < \lambda_{rw}$.

De esta misma forma la comprobación de compacidad de una sección es esencial para asegurar que el elemento estructural pueda desarrollar completamente su resistencia a flexión sin que ocurra pandeo local prematuro. Esta verificación se realiza evaluando si las relaciones de esbeltez del patín y del alma se encuentran dentro de los límites establecidos por el código para secciones compactas. Si una sección es clasificada como compacta, se garantiza que podrá alcanzar su capacidad plástica total, lo cual es fundamental para el diseño sismo resistente y para asegurar un comportamiento dúctil y confiable bajo cargas extremas. De esta forma siguiendo las

ecuaciones en la tabla inferior son las necesarias para analizar la compacidad del patín y el alma.

Patín	$\lambda_f = \frac{bf}{2 * tf}$	$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$\lambda_{rf} = 01 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$
Alma	$\lambda_w = \frac{h - tf - tw}{tw}$	$\lambda_{pw} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$	$\lambda_{rw} = 5.7 * \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Tabla N°21: Ecuaciones de Compacidad

De esta forma las condiciones que se deben cumplir para garantizar la compacidad de las secciones son las siguientes:

- Patín: $\lambda_{rf} > \lambda_{pf} > \lambda_f$
- Alma: $\lambda_{rw} > \lambda_{pw} > \lambda_w$

6.2.2 Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión en columnas de acero es un aspecto fundamental en el diseño estructural, ya que asegura que los elementos verticales sean capaces de soportar las cargas axiales sin fallar por pandeo o aplastamiento. Para determinar esta resistencia, se debe calcular primero la tensión crítica de pandeo F_{cr} , esta se calcula a

partir del uso de la siguiente expresión $F_{cr} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_c}{r_y}\right)^2}$, la cual se obtiene comparando la

carga elástica crítica F_e con la resistencia del material, la cual se calcula con la siguiente

expresión: $F_e = \left(0.658^{f_e}\right) * fy$. Al considerar los efectos como la esbeltez del

elemento y el tipo de acero utilizado. Este procedimiento permite estimar de manera

más realista la capacidad del perfil bajo cargas axiales compresivas.

Una vez calculada la tensión crítica, la resistencia nominal a compresión (P_n) se determina multiplicando F_{cr} por el área transversal del perfil. Finalmente, se aplica un factor de reducción ϕ , típicamente de 0.9, para obtener la resistencia de diseño ϕP_n . Esta se compara con la carga última P_u a la que será sometida la columna. Si $\phi P_n \geq P_u$, se considera que el diseño cumple con los requisitos de seguridad establecidos por los códigos normativos. Esta verificación es clave para garantizar que la columna mantendrá su integridad estructural ante las solicitudes de carga del edificio.

6.2.3 Verificación por Pandeo Lateral Torsional

El pandeo lateral torsional es un modo de falla crítica en elementos sometidos a flexión, especialmente en vigas y columnas esbeltas, en donde la sección transversal tiende a desplazarse lateralmente y girar simultáneamente. Esta inestabilidad ocurre principalmente cuando el elemento no está adecuadamente arriostrado y su elevación depende de parámetros geométricos y mecánicos. De esta forma para poder analizar un elemento para saber si existe pandeo lateral torsional se deben cumplir las siguientes condiciones:

- $Lb < Lp$
- $Lb < Lr$

De esta forma para obtener la longitud libre de pandeo Lb como la altura de entrepiso si este es simétrico. De esta forma el factor Lp se obtiene mediante la siguiente ecuación

$$Lp = 1.76 * ry * \sqrt{\frac{E}{f_y}}. \text{ Finalmente, el factor } Lr = \frac{1.95 * r_{ts} * E}{0.7 * f_y} *$$

$\sqrt{\frac{J * c}{Sx * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{Sx * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * f_y}{E}\right)^2}}$. Donde el factor r_{ts} representa, la rigidez de la torsión.

Una vez analizado lo anterior se debe calcular el momento resistente nominal de la sección a partir de la siguiente ecuación: $\phi M n_i = z_i * f_y * 0.9$ donde el subíndice i representa que la ecuación puede ser utilizada para el cálculo de tanto de $\phi M n_x$ o $\phi M n_y$. A partir de esto se deberán comparar los momentos nominales de cada sentido, con los momentos últimos en cada sentido.

6.2.4 Resistencia a la Flexo-Compresión

La verificación a flexo-compresión es un paso fundamental en el diseño de columnas, ya que evalúa simultáneamente los efectos combinados de cargas axiales y momentos flectores. En esta comprobación, se consideran los valores de carga axial solicitante P_u y resistencia axial de diseño ϕP_n , así como los momentos en los extremos superior e inferior de la columna (M_1 y M_2), los cuales permiten calcular un coeficiente de momento C_m que reduce el efecto del momento más pequeño. De esta forma la carga última a carga axial P_u se debe obtener a partir de las siguientes combinaciones de carga: $0.9D + 3E$ y $1.2D + L + 3E$ donde se escogerá el mayor valor.

Una vez obtenido todo esto se debe obtener las cargas sísmicas reducidas, de esta forma para obtener esto se debe realizar la siguiente relación $\frac{P_u}{\phi P_n}$. De esta forma dependiendo del valor obtenido de esta relación se va a obtener una ecuación de cargas sísmicas reducidas diferentes. Estas ecuaciones y límites serán:

- Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$ $\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{8}{9} * \left(\frac{M_{ux}}{\phi M n_x} + \frac{M_{uy}}{\phi M n_y} \right) \right)$
- Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$ $\frac{P_u}{2 * \phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M n_x} + \frac{M_{uy}}{\phi M n_y} \right)$

De esta forma para cumplir el criterio de pandeo lateral torsional se comprobará si las cargas sísmicas reducidas son menores a 1

6.2.5 Carga Sísmica Amplificada

La carga sísmica amplificada corresponde a la fuerza axial máxima que se espera actúe sobre una columna debido a la acción combinada de fuerzas sísmicas horizontales y gravitacionales, considerando los efectos de sobre resistencia de los elementos conectados. Esta carga, denotada como P_u , es esencial para verificar si la columna puede soportar el nivel de exigencia impuesto por un evento sísmico severo, por lo cual debe ser comparada contra la resistencia nominal a compresión ϕP_n .

6.2.6 Criterio Columna Fuerte Viga Débil

El criterio de columna fuerte – viga débil es un principio fundamental en el diseño sísmico resistente, cuyo objetivo es asegurar que, en caso de una sobre exigencia estructural por efectos sísmicos, el mecanismo de disipación de energía ocurra en las vigas mediante la formación de rótulas plásticas, y no en las columnas. Esto es clave para evitar colapsos globales de la estructura, dado que la falla de una columna compromete más severamente la estabilidad general que la falla de una viga. Por tanto, las columnas deben poseer una capacidad a momento mayor a la capacidad desarrollada por las vigas conectadas a través de sus momentos probables.

Para el análisis se debe obtener el momento probable en la columna, para obtener este factor se debe utilizar la siguiente ecuación: $M_{PC} = zx * \left(fy - \frac{P_u}{As} \right)$. De esta misma forma se debe obtener el cortante último que sufrirá la columna a partir de la relación del momento probable en la viga con la longitud de la columna, esto se representa a partir de la siguiente ecuación: $V_u = \frac{2*M_{pr}}{L} + V_{SAP}$.

Las ecuaciones presentadas corresponden al cálculo del momento de diseño en la junta M_b , necesario para verificar el cumplimiento del criterio de columna fuerte – viga débil. El valor de M_b se obtiene a partir de la suma del momento probable de la viga M_{pr} más el producto del cortante último V_u por el brazo de palanca definido como $\left(\frac{Sh+h}{2}\right)$, donde h representa la altura total de la columna y Sh es la distancia desde el extremo de la viga hasta la

cara de la columna (en este caso, igual a cero). Esto permite determinar el máximo momento que la junta debe resistir ante la combinación de esfuerzos inducidos por el sismo.

Posteriormente, se evalúa la relación $\left(\frac{2*M_{pc}}{M_b}\right)$, donde M_{pc} es el momento resistente de la columna. Esta relación debe ser mayor a uno para asegurar que las columnas tengan el doble de capacidad que las vigas en la zona de conexión, garantizando así que la plasticidad se concentre en las vigas.

6.3 Análisis del Panel Zonal

El desempeño adecuado de la unión viga- columna es crucial para garantizar una respuesta estructural satisfactoria de pórticos a momento, especialmente durante eventos sísmicos, de esta forma buscando con el diseño conservar la estabilidad de estructura para poder salvar vidas. En las estructuras de acero una de las principales zonas vulnerables es el panel zonal, ubicado en el alma de la columna, en el punto donde se conectan vigas con columnas. Esta sección es sometida a altos esfuerzos de corte que pueden provocar fallas prematuras si no se toman medidas de diseño adecuadas, entre estas la adición de rigidizadores en la zona del panel zonal. En la siguiente figura se puede apreciar el esquema de la forma en que los esfuerzos a cortante afectan al panel zonal.

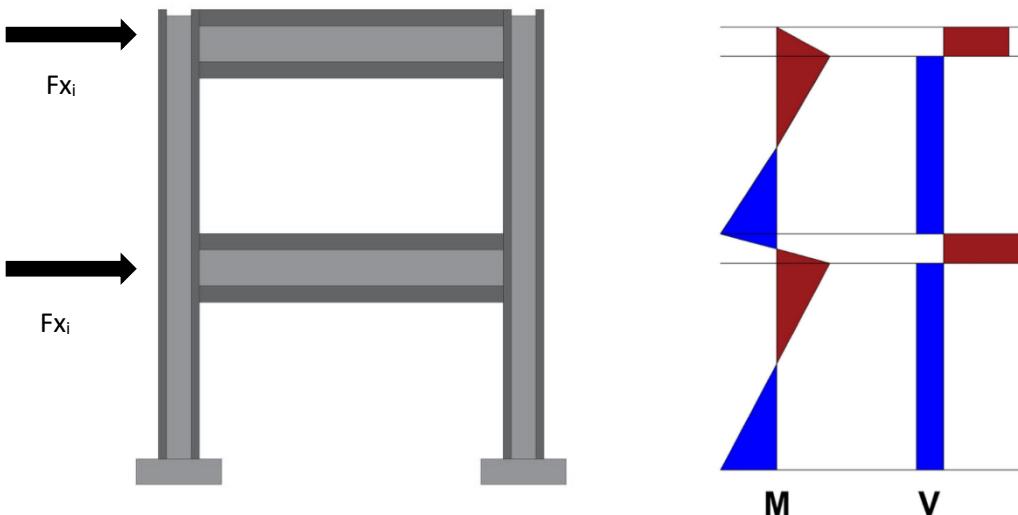


Figura N°8: Reacciones de Corte y Momento un Pórtico

Como se puede apreciar en la figura superior, el cortante lateral aplicado al pórtico genera una concentración significativa de esfuerzos en el panel zonal de la columna. Esta región, ubicada en el alma de la columna adyacente a la conexión con la viga, deberá absorber todo el cortante transferido por la unión en una longitud relativamente reducida. Debido a esta concentración el panel zonal está sometido a esfuerzos de corte elevados, esto puede comprometer su desempeño.

Uno de los objetivos principales del diseño de la zona del panel zonal es evitar la flexión excesiva en el patín de la columna, esto generalmente se origina por las fuerzas de tensión transmitidas desde la viga. A demás deben considerarse fenómenos críticos como la fluencia, distorsión y pandeo lateral del alma de la columna bajo esfuerzos de compresión, los cuales pueden afectar significativamente la resistencia y rigidez de la unión. Con el fin de comprender de manera más precisa el efecto de las fuerzas de tracción, compresión y cortante transmitidas al panel zonal, así mismo como la influencia de los momentos probables generados por las vigas, se presenta la siguiente figura esquemática. En ella se ilustra cómo interactúan estas fuerzas sobre el panel zonal, permitiendo visualizar la distribución interna de esfuerzos que esta región de la columna debe resistir.

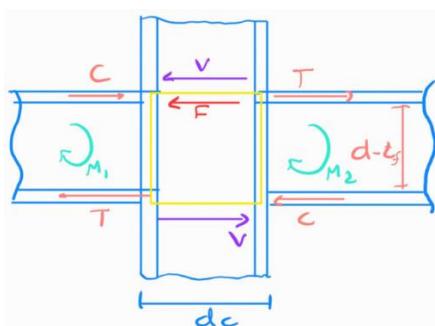


Figura N°10: Distribución Interna de Esfuerzos Sobre el Panel Zonal

6.3.1 Estados Límites de Diseño para Análisis de Panel Zonal

El panel Zonal está sometido a diferentes estados límite que deben ser verificados para garantizar que exista un comportamiento estructural adecuado durante los eventos sísmicos. Estos estados límite corresponden a las posibles formas de falla que pueden presentarse debido

a las altas demandas de cortante y deformaciones localizadas en la zona de conexión entre la viga y la columna. En este análisis se consideran principalmente cuatro mecanismos de falla:

- Flexión del Patín de la Columna
- Fluencia del Alma
- Distorsión del Alma por Deformaciones internas
- Pandeo del Alma

De esta forma para obtener el valor de los límites de diseño antes mencionados se deben seguir las siguientes ecuaciones presentadas en la siguiente tabla:

Estado Límite (ϕRn)	Ecuación
Flexión del Patín de la Columna	$\phi(6.25 * t_{cf} * fy)$
Fluencia del Alma	$(5k + t_{bf}) * t_{cw} * fy$
Distorsión del Alma por Deformaciones internas	$0.8 * t_{cw}^2 * \left(1 + 3 * \left(\frac{t_{bf}}{d}\right) * \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}}\right)^{1.5}\right) * \sqrt{\frac{E * fy * t_{cf}}{t_{cw}}}$
Pandeo del Alma	$24 * \frac{t_{cw}^2 * \sqrt{E * fy}}{d_c}$

Tabla N°22: Ecuaciones de Estados Límites para Panel Zonal

De esta forma para realizar el análisis se deberá escoger el menor de todos los estados límites que afectan al panel zonal, con esto en mente los factores utilizados para el cálculo son: Espesor del patín de la columna (t_{cf}), curvatura del perfil (k), Grosor del patín de la viga (t_{bf}), espesor del alma de la columna (t_{cw}), peralte de la viga (d), finalmente, el peralte de la sección utilizada para la columna (d_c). Una vez se escoge el menor valor de los estados límites se lo deberá comparar con la resistencia de las conexiones soldadas la cual se da por la siguiente expresión $p_f = \frac{M_{pr}}{d_b * t_{bf}}$. Una vez obtenida la resistencia de las conexiones soldadas se deberá

obtener la diferencia entre el estado límite y la resistencia de las conexiones soldadas, de esta forma si el valor de esta diferencia ($\phi Rn - P_f$) es negativa no es necesario un refuerzo extra para el panel zonal, si este es positivo, este valor será la resistencia extra necesaria que necesita la placa de continuidad.

6.3.2 Análisis de Placa de continuidad

La placa de continuidad es un elemento de refuerzo ubicado sobre el panel zonal, este es alineado con los patines de las vigas. De esta forma para obtener sus dimensiones de tal forma que tenga la resistencia necesaria para la resistencia de los diferentes esfuerzos se deberá obtener mediante la siguiente expresión: $P_{bf} = \phi Rn - P_f$. Una vez obtenida la resistencia necesaria se obtendrá el área necesaria para la placa mediante la siguiente expresión $A_{pb} = \frac{P_{bf}}{0.9*f_y}$. De esta forma se deberá obtener el ancho de la placa de continuidad a partir de la siguiente ecuación: $W_{pb} = W_{pbmax} - (k1c + 0.635)$ donde W_{pbmax} es el máximo ancho que puede tener la placa de continuidad el cual se calcula a partir del promedio entre el ancho efectivo del ancho del patín de la columna (b_{fc}) con el grosor del alma de la columna (t_{cf}). Finalmente se deberá obtener el espesor de la placa con la siguiente ecuación: $\frac{A_{pb}}{W_{pb}}$ donde el valor obtenido se deberá aproximar al entero superior más cercano por motivos constructivos.

6.3.3 Cortante Aplicado Sobre el Panel Zonal

El cortante que actúa sobre el panel zonal se calcula a partir de la transmisión de los momentos probables generados en las vigas hacia la columna. Esto se puede analizar mediante el uso de la siguiente ecuación $Vu = \frac{Mpr_D}{d_b+t_{bf}} + \frac{Mpr_I}{d_b+t_{bf}} + Vc$ donde Vc es la fuerza cortante aplicada sobre la columna calculada de la siguiente forma $Vc = \frac{Mpr_D+Mpr_I}{H}$, donde H es la altura promedio entre dos puntos de inflexión o la altura promedio de un piso inferior y superior de la columna.

6.3.4 Resistencia del Panel Zonal

Para analizar la resistencia del panel zonal cuando no se considera el comportamiento inelástico del panel zonal se deberá evaluar la carga última axial sobre el panel zonal contra la carga axial de fluencia P_y . Cuando la carga axial última es menor al 40% de la carga axial de fluencia se obtendrá la resistencia nominal a cortante mediante la siguiente ecuación

$Vn = 0.6 * fy * d_c * t_w$. Sin embargo, si la carga última es mayor al 40% de la carga de

fluencia se deberá utilizar la siguiente expresión: $Vn = 0.6 * fy * d_c * t_w * \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y}\right)$.

6.4 Diseño Conexión Viga-Columna (Conexión WUF)

Las conexiones WUF (Welded Unreinforced Web) son un tipo de unión utilizada en pórticos especiales a momento, estas son diseñadas específicamente para permitir un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas. Estas conexiones deben cumplir con los requisitos establecidos de diseño sísmico, como ser capaces de desarrollar una rotación inelástica de al menos 0.04 radianes, y una resistencia a flexión mínima de 0.8 veces el momento plástico esperado (M_p) en la cara de la columna. La efectividad de este tipo de conexión radica en su capacidad de disipar energía mediante deformaciones plásticas localizadas, sin comprometer la integridad global del sistema estructural.

En el caso de las conexiones WUF-W, la rotación inelástica se genera principalmente por la fluencia del patín de la viga en la región adyacente a la cara de la columna. Esta fluencia está cuidadosamente controlada a través de un detallamiento especial, que considera la geometría y las soldaduras de la conexión, asegurando que la plasticidad se desarrolle en la zona deseada sin inducir fallas prematuras en la columna. Este tipo de diseño evita concentraciones de esfuerzo en la zona del alma de la columna, permitiendo una transición eficiente de esfuerzos y asegurando un desempeño estructural confiable durante eventos sísmicos.

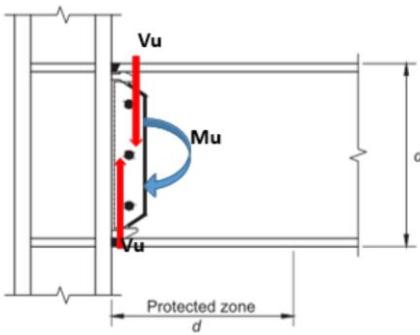


Figura N°11: Esquema de Momentos y Fuerzas Actuantes sobre la Conexión (AISC 358-22)

La figura muestra los momentos (Mu) y fuerzas cortantes (Vu) que actúan sobre la conexión viga-columna en una unión tipo WUF-W, ilustrando gráficamente el comportamiento esperado de la conexión frente a una fuerza sísmica. En esta condición, los momentos inducen una rotación en la unión, mientras que las fuerzas cortantes extremas se concentran en la “zona protegida”, delimitada por una longitud igual a la altura de la viga (d) desde la cara de la columna. Esta representación es fundamental para comprender cómo se distribuyen las solicitudes en la conexión y resaltar la importancia de evitar cualquier discontinuidad en esta región para preservar su desempeño inelástico durante eventos sísmicos.

6.4.1 Momento Probable en Rótula Plástica

El momento probable máximo en la rótula plástica, denotado como M_{pr} , representa la capacidad máxima que puede desarrollar una viga en una conexión dúctil antes de entrar en rotación plástica. Este valor se determina a partir de la expresión $M_{pr} = C_{pr} * R_y * f_y * Z_e$ donde C_{pr} es un factor que considera el endurecimiento por deformación y efectos adicionales como restricción local o sobre-refuerzo, R_y es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el especificado. Para conexiones pre-calificadas como la WUF-W, el valor de C_{pr} se adopta comúnmente como 1.2 o 1.4 según lo recomendado por AISC 358, garantizando así una estimación conservadora del momento máximo que puede alcanzar la sección durante eventos sísmicos. Finalmente, para este análisis es necesario determinar que la ubicación de la rótula plástica será 0 es decir sobre la conexión

6.4.2 Cortante en la Rótula Plástica

La fuerza cortante en la rótula plástica, denotada como V_h , se calcula considerando los efectos combinados del momento probable en la viga y las cargas gravitacionales que actúan sobre ella. La expresión utilizada es $V_h = \frac{2Mpr}{L_h} + Vg$, donde Mpr es el momento probable ya definido en el diseño de la conexión, L_h es la distancia entre las rótulas plásticas formadas en la viga, y Vg representa la fuerza cortante inducida por las cargas gravitacionales (calculadas comúnmente como $1.2D + 0.5L$). Esta fórmula permite estimar el esfuerzo cortante máximo que debe resistir la zona de la conexión, asegurando así la integridad estructural durante el desarrollo de mecanismos plásticos en eventos sísmicos.

6.4.3 Momento Máximo Probable en la Cara de la Columna

El momento flector máximo en la cara de la columna, denotado como Mf , se obtiene considerando tanto el momento probable en la rótula plástica (Mpr) como el efecto adicional generado por la fuerza cortante V_h actuando a una distancia horizontal S_h . Esta relación se expresa como $Mf = Mpr + \frac{V_h * S_h}{2}$, reflejando el incremento del momento debido a la excentricidad del esfuerzo cortante respecto al plano de la cara de la columna. En los casos donde esta distancia S_h es despreciable o nula, se puede simplificar la expresión y asumir que $Mf = Mpr$, como ocurre frecuentemente en conexiones completamente soldadas sin separación significativa entre viga y columna.

6.4.4 Resistencia a Corte de las Vigas

La verificación de la resistencia al corte en las vigas se realiza a partir de la evaluación de la fuerza cortante última Vu , la cual se obtiene considerando la contribución de los momentos probables en los extremos de la viga (Mpr) y las cargas gravitacionales distribuidas ($\omega * l$). Esta fuerza debe ser menor o igual a la resistencia nominal a corte multiplicada por el factor de reducción ϕV_n , es decir, debe cumplirse que $Vu \leq \phi V_n$. Esta comprobación garantiza que las vigas no presenten fallas por corte durante eventos sísmicos o condiciones de carga extremas.

6.4.5 Procedimientos para Consolidación de Diseño de Conexiones WUF

En el proceso de diseño de conexiones WUF-W, una vez determinados los momentos y cortantes críticos que actúan sobre la unión, es necesario evaluar ciertos requisitos complementarios que garanticen el adecuado desempeño sísmico del nodo viga-columna. Entre estos requisitos se encuentra la determinación de la necesidad de una placa de continuidad, elemento que permite mejorar la transferencia de esfuerzos desde la viga hacia la columna y que evita concentraciones de tensión en la cara de la columna. Si bien este procedimiento es esencial, no se detallará aquí debido a que ya ha sido explicado previamente en la sección correspondiente al diseño del panel zonal.

Posteriormente, se debe verificar que la resistencia al corte del panel zonal sea suficiente frente a los esfuerzos inducidos por los momentos plásticos generados en las vigas. Esta verificación asegura que el panel no falle prematuramente por cortante ante una demanda sísmica severa. Además, se debe comprobar que se cumpla con la relación de columna fuerte - viga débil, garantizando que el mecanismo plástico se desarrolle preferentemente en las vigas, protegiendo así la integridad global del pórtico. Estas dos últimas comprobaciones, aunque fundamentales, han sido ya explicadas en profundidad en secciones anteriores de este documento.

Con la verificación de estos criterios complementarios, se concluye el procedimiento de diseño de las conexiones WUF-W. Este tipo de conexión busca asegurar un comportamiento dúctil y confiable de la unión viga-columna, maximizando la capacidad de disipación de energía durante eventos sísmicos. Su diseño requiere un enfoque integral que considere tanto la resistencia como la ductilidad de cada componente involucrado, garantizando así el cumplimiento de los requisitos establecidos por los códigos sísmicos vigentes.

6.5 Diseño de Muros Estructurales

Los muros estructurales son elementos diseñados para resistir combinaciones de cortantes, momentos y fuerzas axiales, desempeñando un papel fundamental en la estabilidad sísmica de

los edificios. De esta forma para el diseño del muro dentro de este proyecto se ha utilizado la guía de diseño ACI 318 en la sección de muros especiales a momento, también se han utilizado los criterios de diseño estipulados según la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC 2015). De esta forma se ha buscado garantizar una adecuada resistencia frente a movimientos sísmicos.

La elección de muros estructurales como sistema principal de resistencia sísmica depende de su desempeño sísmico, costo y facilidad constructiva. Son especialmente útiles en edificaciones de baja a media altura o en estructuras de concreto con restricciones arquitectónicas que no permiten profundidades importantes de viga. Según la norma ASCE 7, para muros especiales como único sistema resistente a cargas sísmicas, existen limitaciones de altura basadas en la categoría de diseño sísmico, aunque estos límites pueden incrementarse si se cumplen ciertas condiciones. Cuando se combinan con pórticos especiales capaces de resistir al menos el 25% de la carga sísmica prescrita, no existe una limitación de altura, lo que permite mayor flexibilidad en el diseño de estructuras altas.

6.5.1 Tipos de Muros Estructurales

Las configuraciones de muros estructurales en edificaciones pueden variar ampliamente según los requerimientos arquitectónicos y estructurales del proyecto. Los muros de sección rectangular son los más comunes por su simplicidad y facilidad de construcción; sin embargo, pueden presentar problemas de desempeño si estos son muy delgados. Una alternativa eficiente son los muros tipo “bar bell” en los cuales se incorporan columnas límite con esfuerzo longitudinal que mejora la resistencia a momento, estabilidad del muro y facilita la conexión con las vigas adyacentes. Estas columnas actúan como elementos de anclaje, los cuales incrementan la rigidez global de la estructura. De esta forma para analizar los tipos de muros estructurales que se pueden encontrar se muestra la siguiente figura donde se muestran los diferentes tipos de muros estructurales.

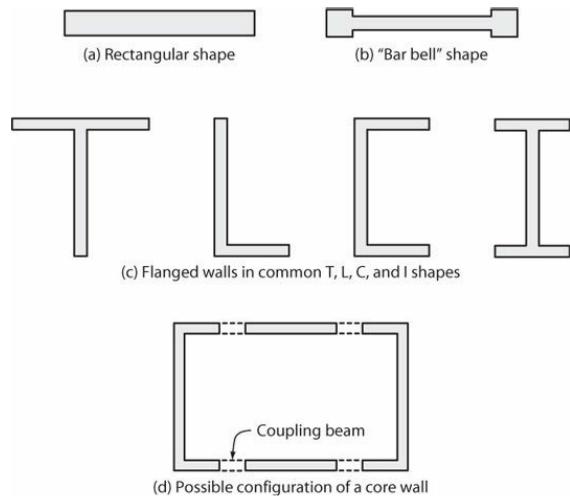


Figura N°12: Configuraciones Típicas de Muros Estructurales (Jack Moehle)

Las formas en T, L, C o I son formas comunes, para el diseño de muros, estas permiten combinar segmentos de muros que trabajan juntos para resistir fuerzas laterales axiales. En estructuras con aberturas los segmentos verticales y horizontales se comportan de forma diferenciada, de esta forma siendo necesarios criterios de diseño para los “Wall Piers” los cuales según ACI 318 necesitan configuraciones geométricas específicas para su adecuado desempeño sísmico. Estas configuraciones amplían las posibilidades de diseño y permiten soluciones eficientes frente a demandas arquitectónicas y estructurales complejas.

Las configuraciones de muros estructurales no solo responden a criterios arquitectónicos y funcionales, sino también a las condiciones estructurales como la altura del edificio, el tipo de cargas y las exigencias sísmicas. Por ejemplo, en construcciones de baja altura, los muros sólidos resultan adecuados por su simplicidad y efectividad al resistir fuerzas laterales. En cambio, cuando se requiere mayor flexibilidad arquitectónica, como la incorporación de vanos, se recurre a muros perforados, los cuales demandan un diseño más cuidadoso para asegurar una adecuada transferencia de esfuerzos.

En edificaciones de mayor altura, los muros esbeltos actúan como elementos en voladizo desde la cimentación, asumiendo la totalidad del arrostramiento lateral. Una solución más compleja pero eficiente es el uso de muros acoplados, donde varios segmentos de muros se

conectan a través de vigas de acople distribuidas verticalmente. Esta configuración permite una disipación de energía más controlada y una distribución más uniforme de las demandas sísmicas. Así, la elección de la configuración adecuada depende de una evaluación integral del comportamiento esperado frente a cargas laterales y de la interacción entre los elementos estructurales del sistema. Estas diferentes configuraciones de muros se pueden observar en la siguiente figura.

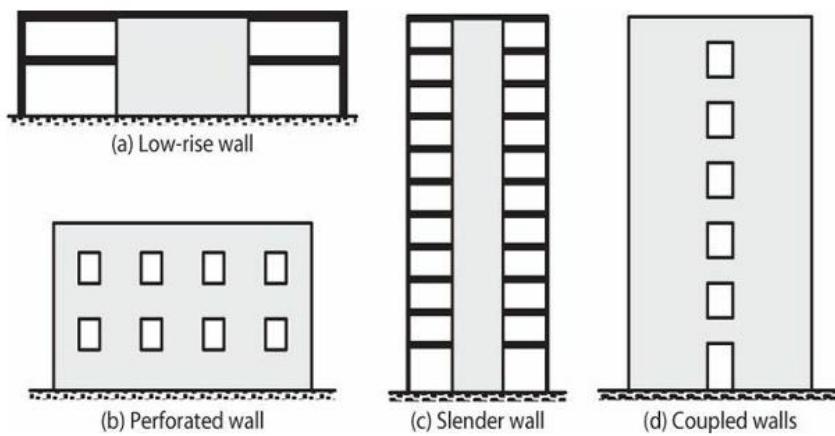


Figura N°13 Tipos de Muros Estructurales Según la Altura de la Edificación (Jack Moehle)

Para el desarrollo del presente proyecto se han empleado muros estructurales con una configuración esbelta, ya que, aunque no presentan un gran ancho, se extienden desde el subsuelo hasta el punto más alto de la edificación. Adicionalmente, se optó por una geometría tipo C, permitiendo que el cajón del ascensor quede completamente encerrado por un muro estructural. Paralelamente, se ubicó otro muro con la misma configuración exacta enfrente al anterior, envolviendo las escaleras de emergencia.

6.5.2 Cuantía Máxima y Mínima que Deben Cumplir los Muros Estructurales

La cuantía mínima de acero en los muros estructurales debe cumplir con ciertos valores: para refuerzo longitudinal (ρ_l) y transversal (ρ_t), se requiere al menos de 0.0025. Sin embargo, el cortante último V_u no supera el valor de $0.083 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_{cv}$, se permite reducir esta cuantía a 0.002. En caso de que V_u sea mayor a $2 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_{cv}$ y la relación $\frac{h_w}{l_w}$ sea mayor o igual a 2.0, es obligatorio utilizar dos capas de refuerzo longitudinal. Además, los muros

estructurales deben contar con elementos de borde, en los cuales se incrementa tanto el refuerzo longitudinal como el transversal en comparación con el resto del muro. La longitud de estos elementos de borde (l_{be}) se determina mediante la expresión $(l_{be}) = 0.15 * l_w$ donde l_w es la longitud total del muro. Finalmente, la cuantía mínima de refuerzo longitudinal en estos elementos de borde debe ser de 0.0058. De esta forma en la figura siguiente se puede apreciar la forma en que medir los tamaños de elemento de borde dependiendo de la configuración.

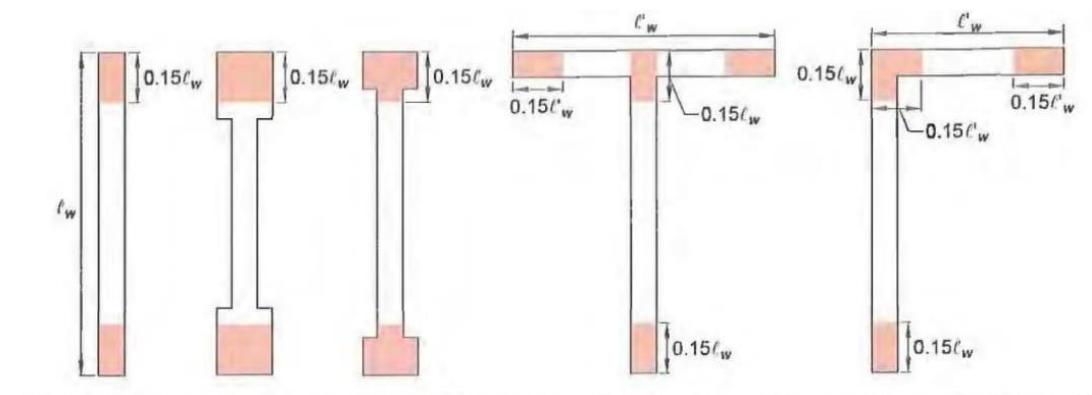


Figura N°14: Longitud de Elementos de Borde (ACI 318-19)

6.5.3 Capacidad Nominal A flexión del Muro Estructural

La capacidad de flexión de un muro estructural funciona de manera parecida a la de una columna de hormigón armado, de esta forma presenta particularidades adicionales las cuales son causadas por su geometría y función. Puede interpretarse como una columna extendida en longitud y reducida en espesor, de esta forma se implica que responde a la flexión bajo principios similares, pero a una escala mayor. El estudio de un muro estructural sigue una progresión desde flexión pura hasta flexo compresión. Este análisis se basa en la evaluación de combinaciones de carga axial y momento flector mediante un diagrama de interacción axial-momento, el cual permite verificar si el diseño es capaz de resistir las solicitudes esperadas sin presentar fallas.

Al igual que con otros elementos sometidos a flexo-compresión, existen cinco puntos críticos que se deben considerar en este tipo de diagramas. Estos representan las fronteras del comportamiento estructural del muro, desde condiciones de momento máximo con carga

axial mínima hasta carga axial máxima con momento nulo. Para construir dicho diagrama, se requiere iterar el valor de la profundidad de la fibra neutra, lo cual permite obtener la curva completa de interacción. Este enfoque no solo asegura un diseño robusto frente a combinaciones complejas de cargas sísmicas y gravitacionales, sino que también proporciona una base sólida para la correcta disposición del refuerzo longitudinal y transversal del muro. De esta forma para obtener el punto de compresión pura y tensión pura se deben seguir las siguientes ecuaciones:

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

El comportamiento final de un muro estructural frente a la flexión se representa mediante un diagrama de interacción. Este diagrama ilustra la capacidad del muro para soportar tanto cargas axiales como momentos flectores, considerando todos los efectos combinados que actúan sobre el elemento. A continuación, se mostrará un ejemplo gráfico de cómo se presenta este tipo de diagrama.

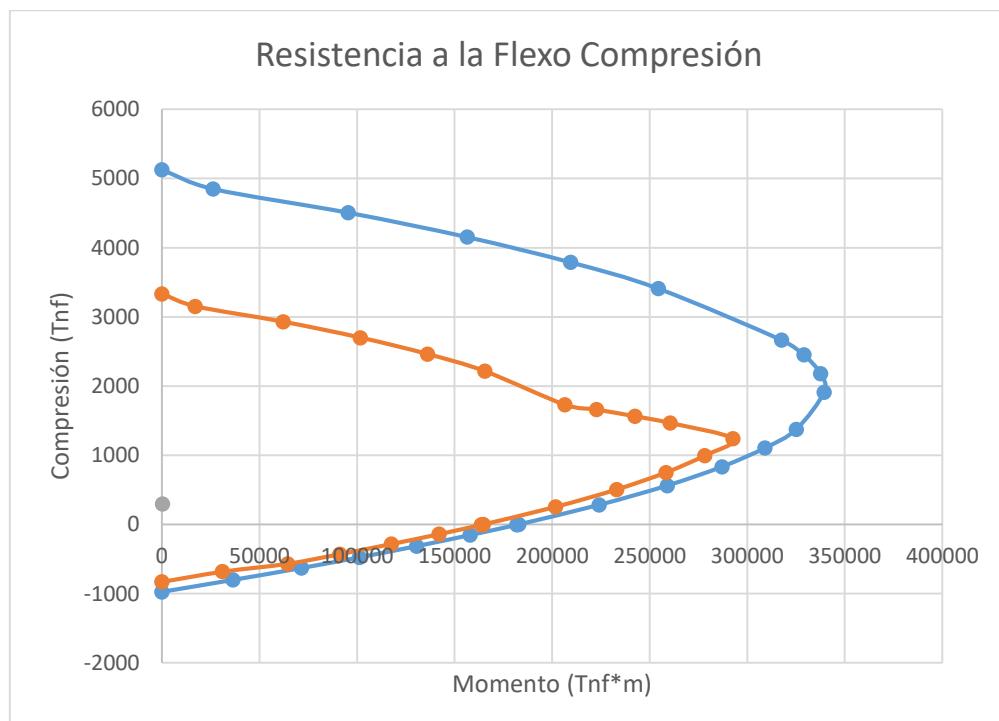


Figura N°15: Diagrama de Iteración

6.5.4 Capacidad Nominal a Cortante de un Muro Estructural

El diseño de la capacidad nominal a corte de un muro estructural es un proceso fundamental en la ingeniería estructural, cuyo objetivo es asegurar que el muro sea capaz de resistir las fuerzas laterales inducidas por cargas de viento, sismo u otras acciones horizontales. Esta capacidad se determina en función de las propiedades del concreto y del refuerzo empleado, garantizando que el muro pueda absorber los esfuerzos cortantes sin presentar fallas antes que otros elementos estructurales. Este procedimiento se complementa con el análisis de los diagramas de cortante y momento flector, los cuales permiten visualizar la distribución de esfuerzos a lo largo del muro, identificar zonas críticas y asegurar un diseño seguro y eficiente.

A continuación, se presenta un diagrama típico de corte para ilustrar este análisis:

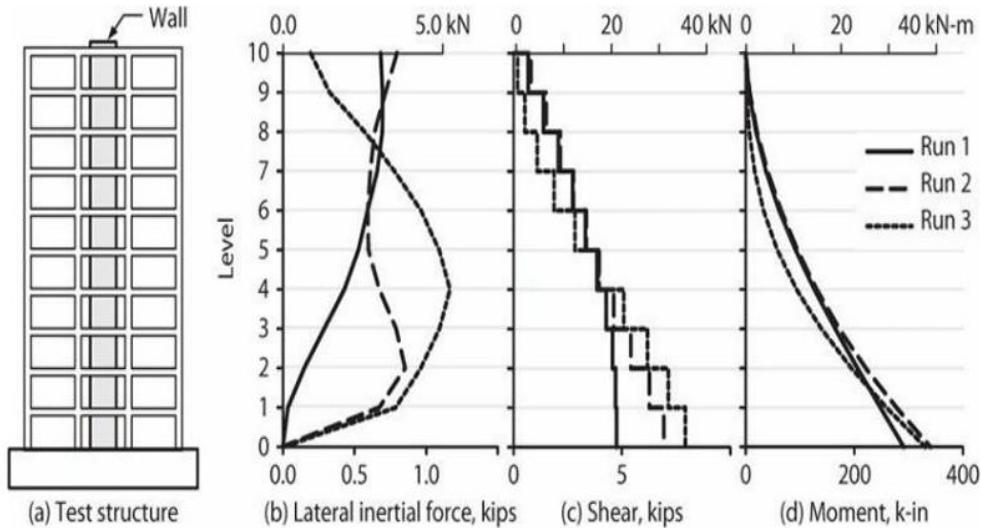


Figura N°16: Diagrama de Corte y Momento Flector en un Muro Estructural (Jack Moehle)

La capacidad de resistencia a corte de un muro estructural se determina mediante la fórmula

$V_n = A_{cv} * (\alpha * \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$ donde, α depende de la esbeltez del muro, definida por la relación entre la altura h_w y la longitud l_w . Si esta relación es menor o igual a 1.5 se toma un $\alpha = 0.8$; si es mayor o igual a 2.0, se usa $\alpha = 0.53$; para valores intermedios se deberá interpolar el valor. El coeficiente λ para hormigones normales es igual a 1. Así mismo, se debe garantizar que V_n no supere el valor límite de $8 * A_{cv} * \sqrt{f'c}$ donde A_{cv} representa el área bruta del muro.

En caso de que las fuerzas cortantes no hayan sido incrementadas por factores de sobre resistencia, se utiliza un factor de reducción $\phi = 0.6$. Sin embargo, si se aplicaron factores de sobre resistencia, puede usarse un valor de $\phi = 0.75$ con el fin de verificar que la demanda a corte V_u se menor o igual a ϕVn . Es importante destacar que ϕ resulta ser una opción más conservadora respecto al diseño a flexión, ya que esta condición se encuentra cercana al momento probable. Normalmente ϕ toma valores de hasta 1.5. Según ACI 318-19, el valor específico del factor de sobre resistencia varía: si $\frac{h_w}{l_w} > 1.5$, se emplea $\phi = \frac{M_{pr}}{M_u}$; en caso contrario si $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$, se considera $\phi = 1$.

El muro estructural está diseñado para resistir un porcentaje significativo de las fuerzas sísmicas que actúan sobre el edificio. Sin embargo, a medida que la demanda sísmica aumenta, se puede alcanzar un punto en el que el elemento comience a experimentar deformaciones plásticas en su base, dando lugar a la deformación de una rótula plástica. Como resultado las fuerzas de corte que inicialmente se distribuían a una altura equivalente a dos tercios de la altura total del edificio, tienden a concentrarse progresivamente hacia la base del muro. Esta acumulación de esfuerzos produce una zona crítica en la base, tal como se observa en la figura siguiente:

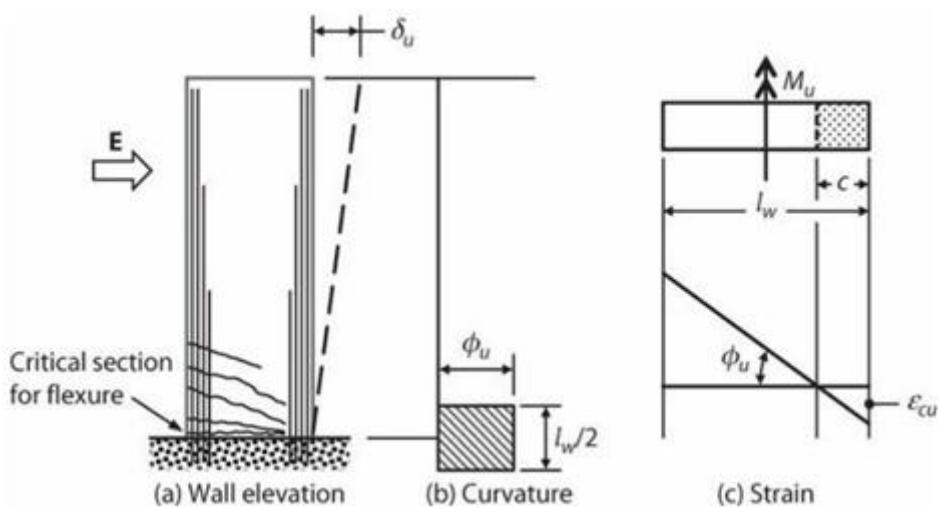


Figura N°17: Zona Crítica de un Muro (Jack Moehle)

De esta forma debido a este fenómeno descrito anteriormente es fundamental considerar el factor de amplificación dinámica. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) establece que la amplificación dinámica a corte ω_v se calcula mediante la siguiente expresión:

$\omega_v = 1 + \frac{\mu}{\phi_o} * C_{2T}$ donde μ representa la ductilidad definida como $\frac{R}{2}$ y C_{2T} está dado por la siguiente expresión $C_{2T} = 0.067 + 0.4 * (T_i - 0.5) \leq 1.15$, siendo T_i el periodo fundamental de la estructura.

7. Modelación de un Edificio de Estructura Mixta en SAP2000

7.1 Definición de Proyecto y Configuración Inicial

Se dio inicio al programa SAP2000 seleccionando la opción “New Model”. Luego de esto se procedió a configurar las unidades de trabajo, donde se pueden escoger varias opciones, de las cuales se han escogido para trabajar en este proyecto kilogramos fuerza, centímetros y grados centígrados. Para definir el modelo base, se optó por la plantilla predeterminada “Grid Only”. A partir de esto se ajustaron las dimensiones de los vanos conforme a las necesidades del proyecto. Cabe destacar que dentro de SAP2000 se permite modificar las vistas de trabajo según se requiera (x-y, x-z, y-z), con esto se facilitó la visualización del modelo.

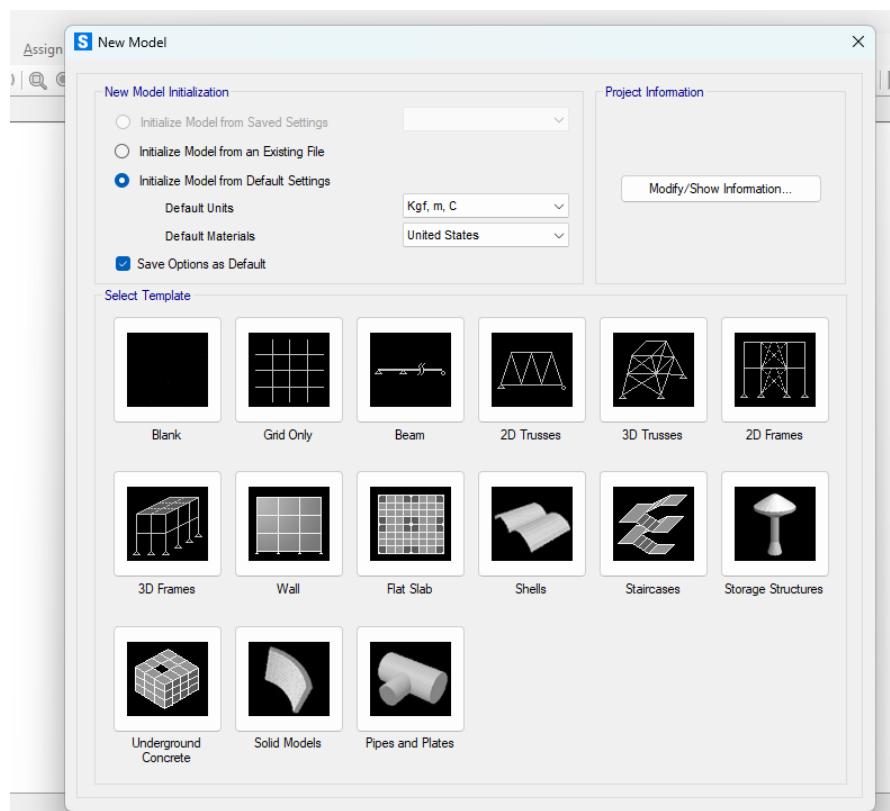


Figura N°18: Configuración Inicial Grilla de Trabajo

7.2 Definición de Materiales y Sección de los Elementos

7.2.1 Definición de Materiales

Para los elementos hechos a partir de hormigón armado tales como los muros estructurales y las losas compuestas se definió el material, en este caso hormigón de $f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}$. Para realizar esto se seleccionó “Define” siguiente a esto “Materials” a partir de esto “Add New Material”. En esta pestaña se insertaron las propiedades del hormigón deseadas, tales como el peso específico ($\gamma_h = 2400 \frac{kg}{m^3}$) y la resistencia a la compresión ($f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}$).

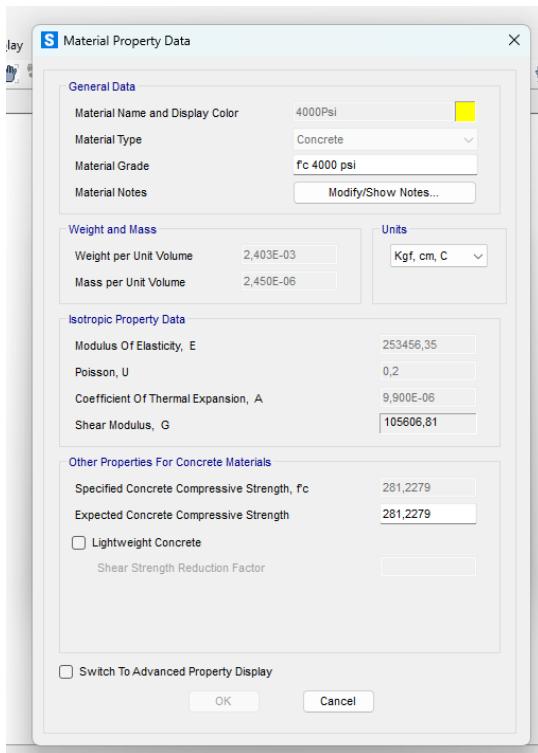


Figura N°19: Definición de Hormigón Estructural

A partir de esto se definió el material para las secciones de acero estructural siguiendo el mismo procedimiento, donde se escogieron las propiedades de módulo de elasticidad $E = 2 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$, esfuerzo último $F_u = 4500 \frac{kg}{cm^2}$ y el esfuerzo de fluencia $F_u = 3800 \frac{kg}{cm^2}$.

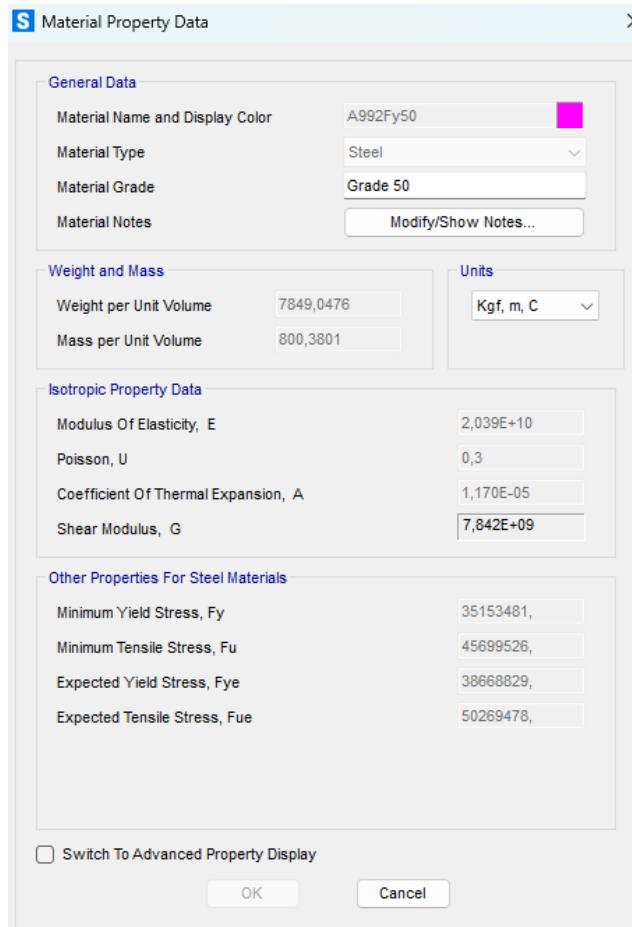


Figura N°20: Definición de Acero Estructural

7.2.2 Definición de Secciones de Elementos

Para definir las secciones de cada elemento de acero estructural utilizado para el diseño en software del edificio se tiene que ingresar primero en “Define” luego en “Section Properties”, a partir de esto en “Frame Sections”. En esta sección el diseñador puede escoger entre el mismo diseñar sus secciones en acero o importar secciones, en este caso para este proyecto se han importado las secciones para poder seguir con el catálogo de secciones de AISC. Al seleccionar la opción de importar secciones se escoge el tipo de sección que se quiere importar, en este demostrativo caso se escogen secciones tipo I, una vez realizado esto se desplegará una pestaña de archivo donde se deberá escoger el catálogo a usar en este caso “AISC 16” De esta forma en la siguiente figura se pueden ver las propiedades escogidas para las vigas a gravedad en la parte superior, en el medio las vigas a momento y finalmente las secciones escogidas para las columnas

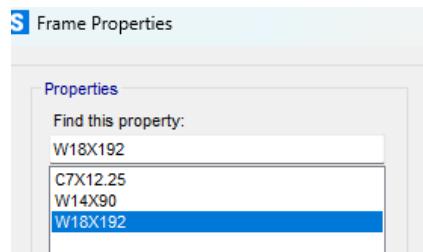


Figura N°21: Secciones Escogidas Para Elementos Estructurales de Acero

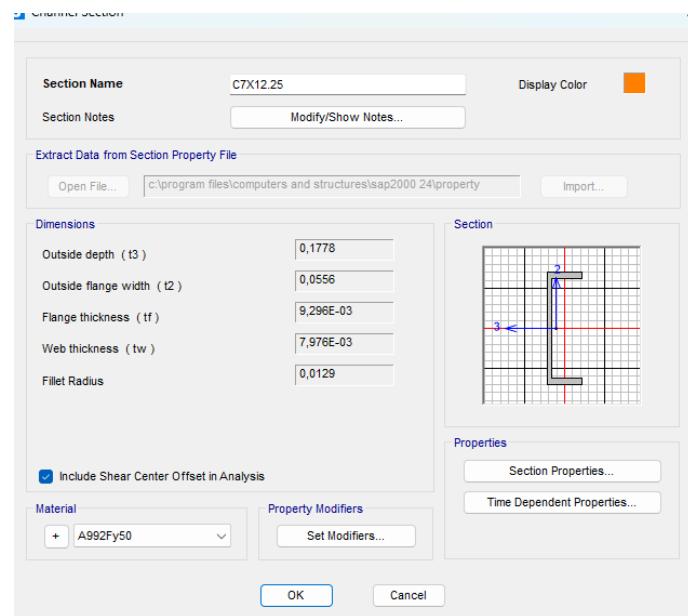


Figura N°22: Sección Para Vigas a Gravedad

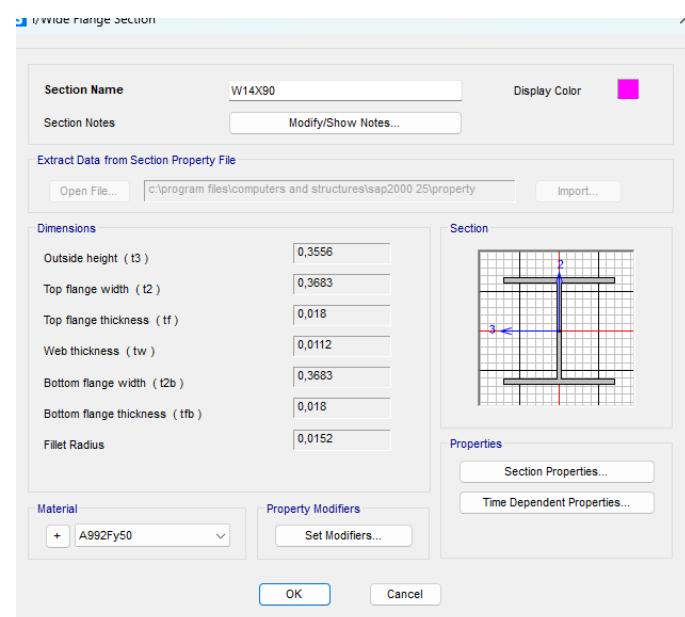


Figura N°23: Secciones Para Vigas Principales

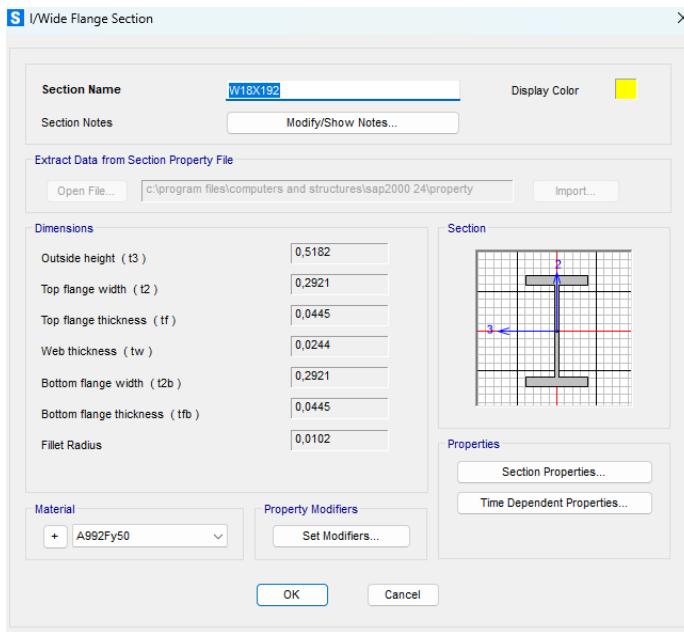


Figura N°24: Secciones para Columnas

Una vez definidas las secciones para vigas y columnas se proceden a definir y diseñar las secciones para los muros estructurales centrales de edificio y de subsuelo. Entrar en “Define” luego “Section Properties”, siguiente a esto “Area Sections” dentro de esta pestaña se definirá el material que hemos escogido utilizar y el espesor del muro, este valor deberá modificarse en las casillas de “Membrane” y “Bending”. Una vez realizado esto se deberá seleccionar la opción “Set Modifiers” donde se modificará "Membrane f22 Modifier" con el valor de 0.6 para modelar de la forma más realista posible el comportamiento no lineal del concreto agrietado bajo cargas sísmicas. De esta forma en las siguientes figuras se muestra el cambio para el comportamiento no lineal del hormigón y las propiedades de sección escogidas para los muros en subsuelos y muros para toda la estructura. De esta forma para los muros de toda la estructura se definió un espesor de 40 cm y los muros de subsuelo un espesor de 25cm.

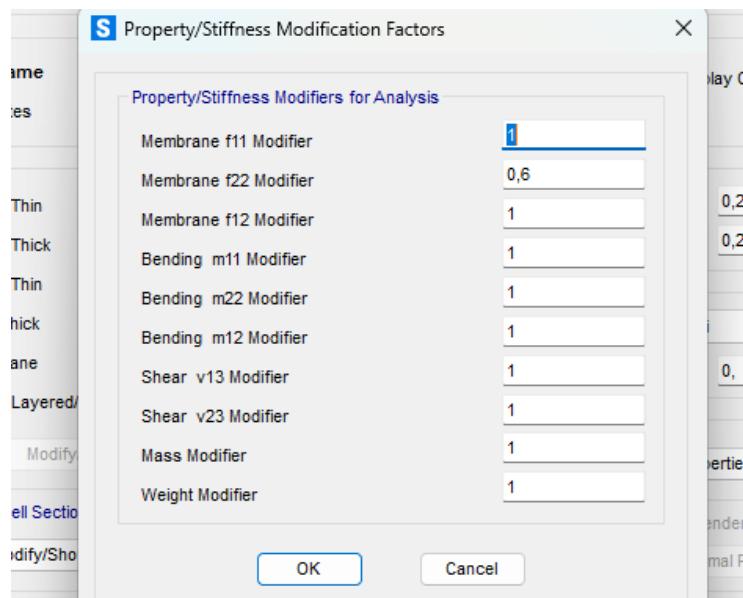


Figura N°25: Comportamiento no Lineal del Concreto Agrietado Bajo Cargas Sísmicas

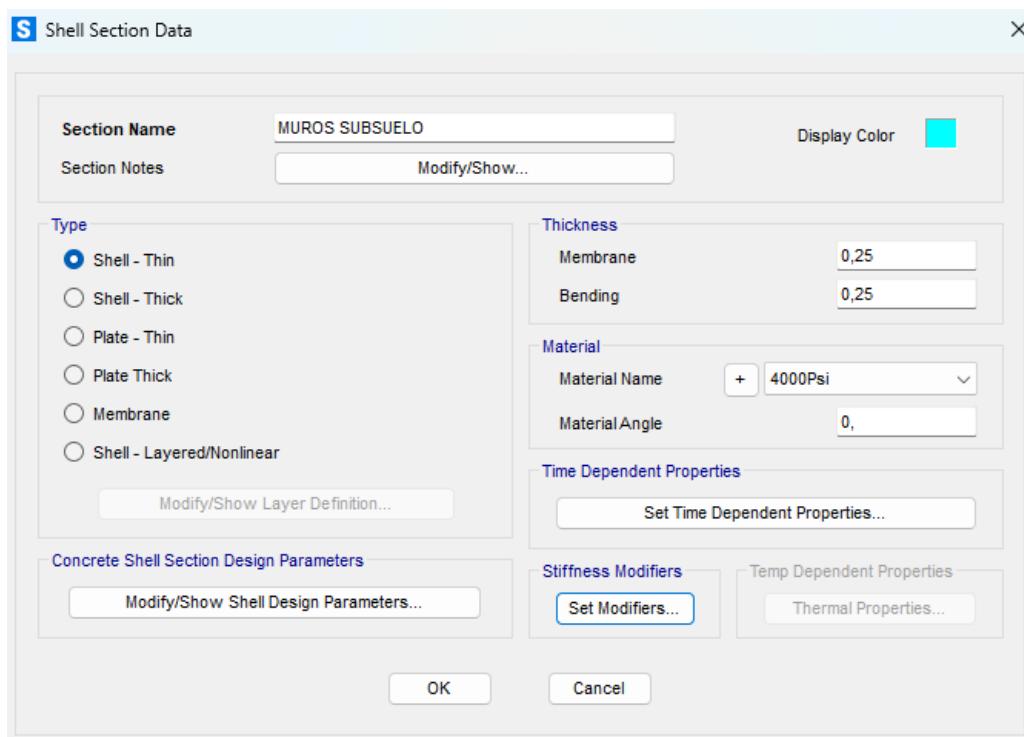


Figura N°26: Propiedades de Sección de Muros de Subsuelo

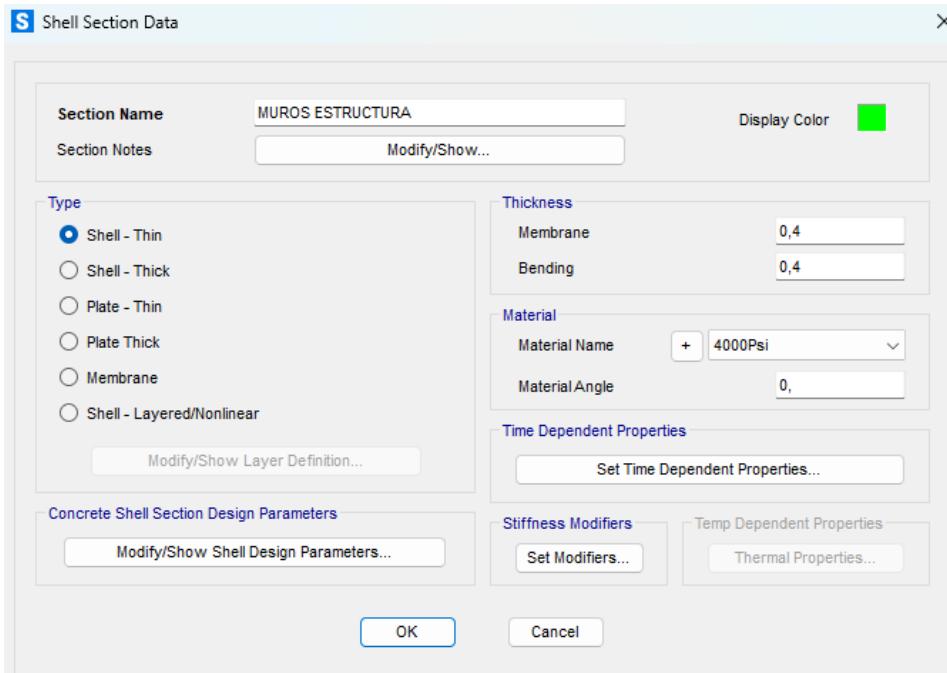


Figura N°27: Propiedades de Sección de Muros en Centro de Estructura

Una vez obtenidas las secciones de los muros se deberá analizar el mallado del muro, es decir la forma en que el muro se subdividirá para el análisis de cargas. Para realizar esto se debe ir a la pestaña “Assing”, luego se entra a la opción de “Area”, a partir de esto se escoge la opción “Automatic Area Mesh” donde se escogerán las opciones de "Auto Mesh Area Using Cookie Cut Based on Point Objects in Meshing Group" y “Sub Mesh required as to obtain elements no larger than the specified maximum size” donde se ingresará un valor entre 1 y 0.2 dependiendo del caso, este último paso nos dará el tamaño del mallado que escogamos. Este paso es necesario porque permite al diseñador garantizar una adecuada compatibilidad entre los elementos del modelo, especialmente en las zonas donde interactúan muros estructurales con vigas, losas u otros elementos. Esta opción permite que SAP2000 genere automáticamente subdivisiones (malla) en las áreas de los muros basándose en la ubicación de los nodos o puntos de otros elementos que inciden sobre ellos, asegurando así una correcta conexión y transferencia de esfuerzos.

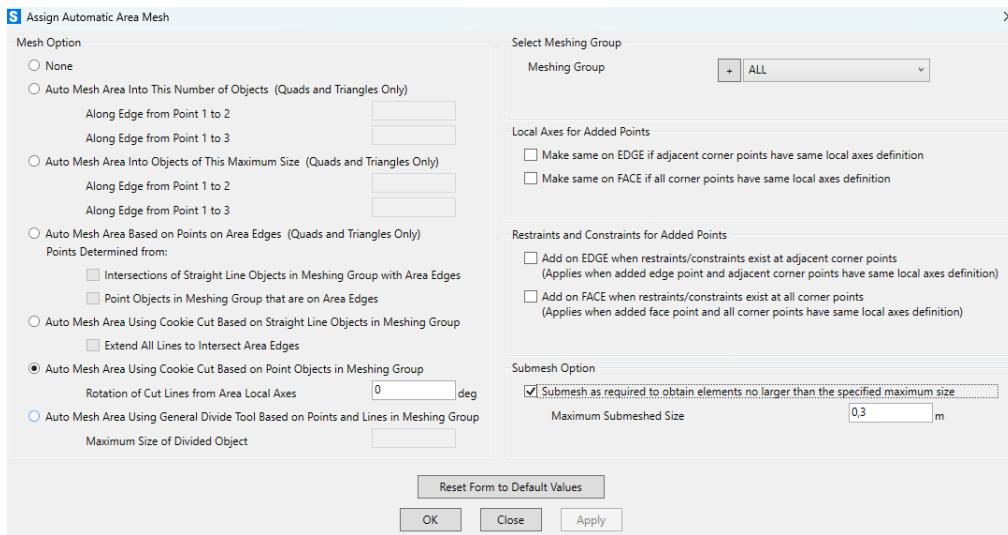


Figura N°28: Mallado de Muros Estructurales

De esta forma para la definición de losas de hormigón se deberá realizar el mismo proceso que para la definición de los demás elementos de área con el único cambio que estas se definirán como “Membrane” en vez de “Shell -Thin”. Esto se hace debido a que este tipo de elemento transmite únicamente esfuerzos en su plano (membranales), es decir, no resiste momentos flectores ni genera rigidez fuera del plano. Esta opción se utiliza cuando se quiere representar el peso propio y la distribución de cargas gravitacionales de la losa, pero se asume que su rigidez a flexión es despreciable o que los momentos flectores son asumidos por otros elementos estructurales, como vigas o marcos. De esta forma las losas se definen con un espesor de 8.5 cm según las especificaciones técnicas de novalosa para el tipo de deck utilizado.

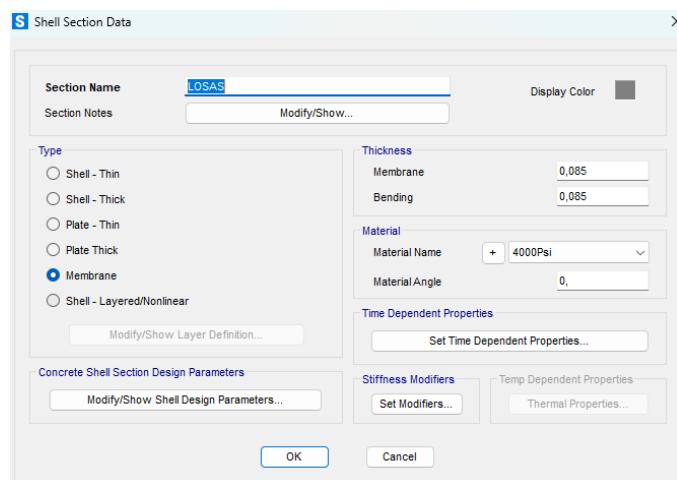


Figura N°29: Definición de Losas

7.2.3 Creación de Modelo Estructural

Una vez definidas las secciones, se procedió a su asignación para iniciar el proceso de modelado del edificio en SAP2000. Para ello, se utilizaron herramientas como “Draw Frame/Cable” y “Quick Draw Frame/Cable” para elementos lineales, y “Quick Draw Area” para elementos de área. Posteriormente, se seleccionaron todas las vigas y se accedió al menú “Assign”, eligiendo “Frame” > “Insertion Point”. En esta sección se seleccionó la opción “Top Center”, lo que permite que la unión entre vigas y columnas represente de forma más precisa el comportamiento estructural real.

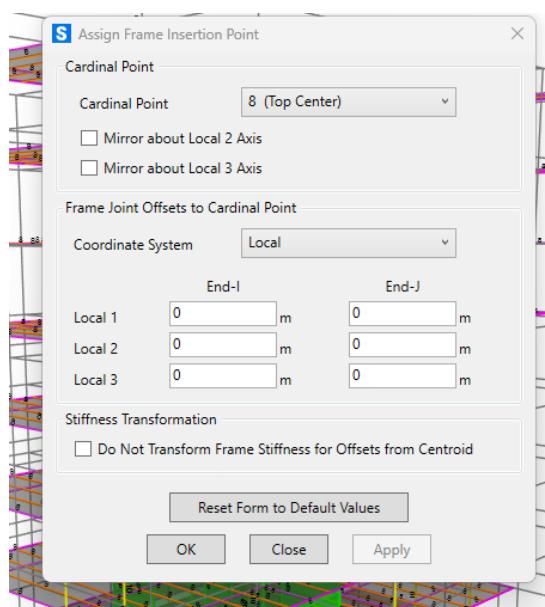


Figura N°30: Puntos De Inserción de Vigas

7.2.4 Definición de Cargas

Para poder definir las cargas utilizadas en la edificación tanto gravitacionales como sísmicas se deben definir los diferentes estados de carga, para hacer esto se debe ingresar a la pestaña “Define”, luego ingresar a la opción de “Load Patterns” donde se colocará el tipo de carga es decir si esta es Viva, Muerta, Granizo o sismo, de esta misma forma se definirá el factor de “Self Weight Multiplier” donde se especificará si la carga actuará con el peso de los elementos de la estructura, este factor generalmente se lo fija en 1 para las cargas muertas.

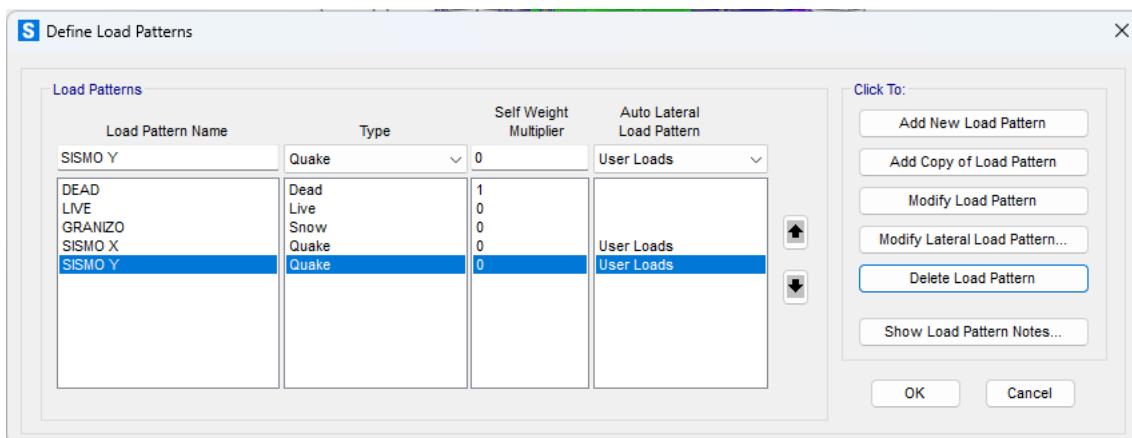


Figura N°31: Definición de Tipos de Carga

Una vez realizado esto se deberán definir con la opción de “Especial Joints” a todos los nudos de cada piso como diafragma, para que se desplacen todos por igual al existir cargas laterales sísmicas.

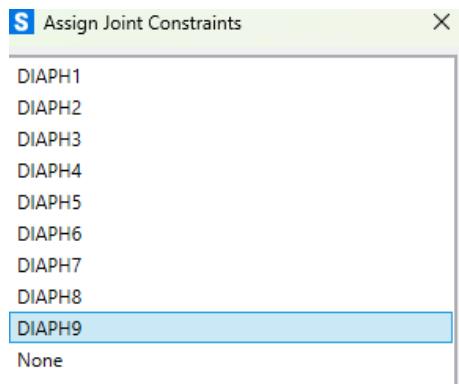


Figura N°32: Definición de Diafragmas

Una vez definidos como diafragmas a los nodos de cada piso se colocan las cargas laterales, es decir los cortantes de piso, se ingresa a “Load Patterns” donde a las cargas sísmicas antes definidas se modifica su “Auto Lateral Load Pattern” y se coloca la opción de “User Loads”. Una vez hecho esto se entra a la opción de “Modify Lateral Load Pattern” Donde dependiendo de la dirección de la carga antes creada se colocarán los cortantes de piso calculados en la hoja de cálculo de Cortante Basal y Cortantes de Piso, se seleccionará la opción de “Apply at Center of Mass” para garantizar que las cargas sísmicas se apliquen en el centroide de cada piso.

Figura N°33: Cargas Sísmicas Colocadas en Dirección X

Figura N°34: Cargas Sísmicas Colocadas en Dirección Y

Ahora se definen las cargas gravitacionales de la estructura, primero se empezará con la definición de cargas vivas y cargas vivas de granizo. Para definir estas cargas se han utilizado las recomendaciones de la normativa ecuatoriana de la construcción. Con esto en mente se han

seguido las siguientes tablas con las cargas vivas de cubierta y vivas de vivienda recomendadas por la NEC 2015.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

Tabla N°23: Cargas Vivas Recomendadas (NEC 2015)

De esta forma se han escogido para las cargas vivas de cubierta debido a que no se puede hacer una reducción de carga un valor de $1 \frac{kN}{m^2} \approx 100 \frac{kg}{cm^2}$ y para las cargas vivas de residencia

$3 \frac{kN}{m^2} \approx 300 \frac{kg}{cm^2}$. De esta forma para obtener el valor de las cargas muertas se las han calculado

de la siguiente forma:

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

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

$$\text{Peso Manpostería} = 150 \frac{kg}{m^2}$$

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

$$\text{Instalaciones eléctricas} = 5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Instalaciones Sanitarias} = 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

De esta forma se suman todos los valores de la sobrecarga viva y se obtiene el valor de $242 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, de esta forma para poder asumir en el cálculo cualquier imprevisto y aumento de cargas se utiliza el valor conservador de $250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$.

Una vez analizado esto se asignan estos valores al modelo computacional, para realizar esto se seleccionan todos los paños de losa del edificio y se selecciona la pestaña de “Assing” => “Area Loads” => “Uniform to Frames”, una vez hecho esto es importante considerar la dirección de diseño de las losas, para estos se deberá colocar en la casilla de “Load Distribution” la opción de “One Way” esto se hace debido a que todas las losas calculadas con deck metálico funcionan como losas en una sola dirección.

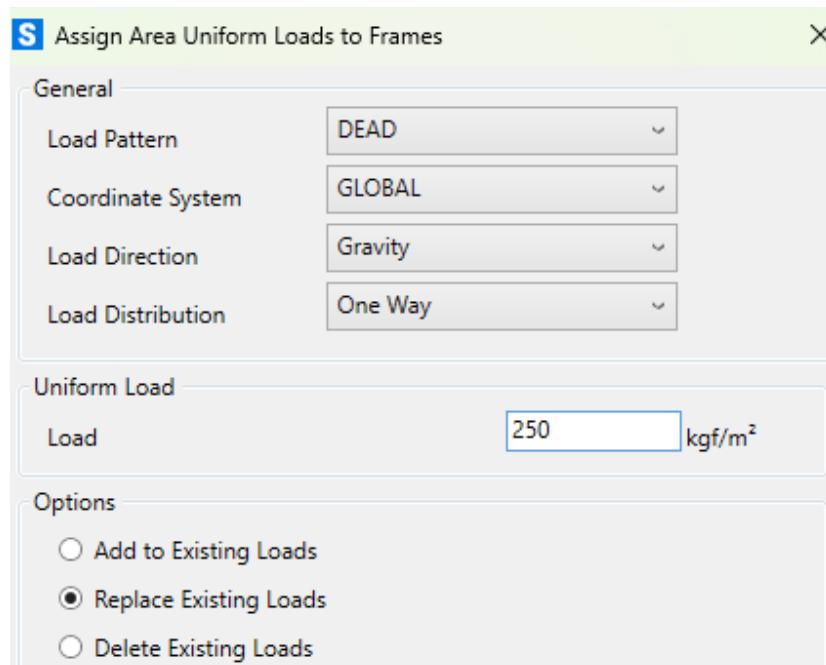


Figura N°35: Asignación de Carga Muerta

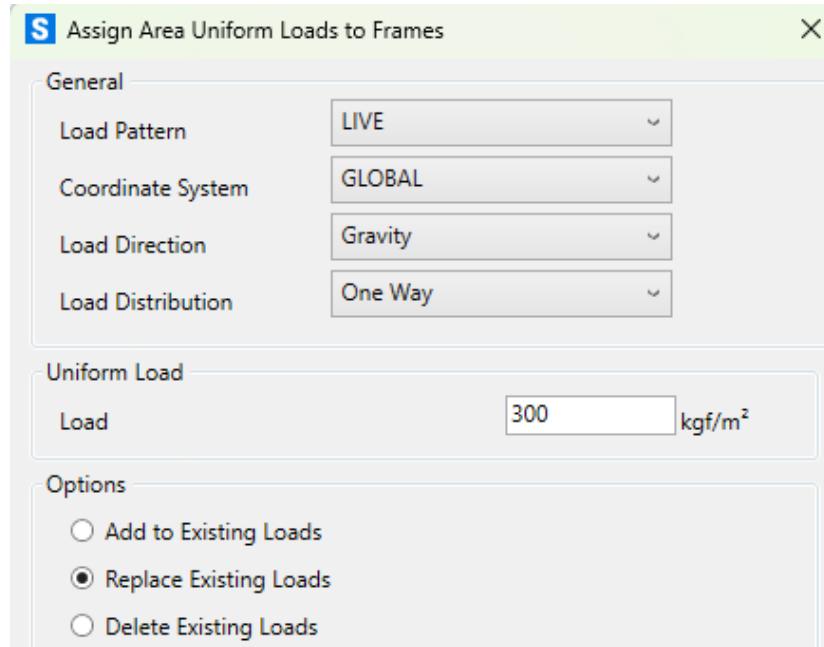


Figura N°36: Asignación de Carga Viva

Es importante mencionar que para el último piso se aplicarán tanto las cargas vivas como las muestras debido a que funcionará como rooftop, de esta forma también aplicándose las cargas de granizo.

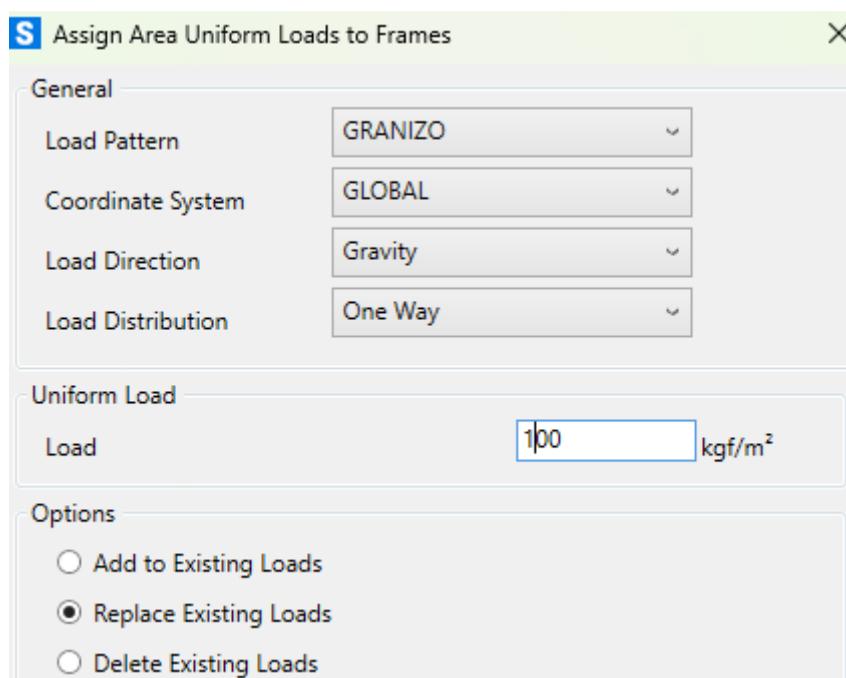


Figura N°37: Asignación de Carga Viva de Granizo

Una vez hecho esto se deberán asignar las combinaciones de carga estipuladas por la normativa ecuatoriana de la construcción según apliquen a la estructura, para realizar esto es necesario guiarse con la siguiente tabla de la NEC 2015. También se añaden las combinaciones de carga necesarias para el análisis de elementos estructurales estipuladas por AISC.

<u>Combinación 1</u>
1.4 D
<u>Combinación 2</u>
1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L_r ; S ; R]
<u>Combinación 3*</u>
1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
<u>Combinación 4*</u>
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]
<u>Combinación 5*</u>
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
<u>Combinación 6</u>
0.9 D + 1.0 W
<u>Combinación 7</u>
0.9 D + 1.0 E

Tabla N°24: Combinaciones de Carga (NEC 2015)

Ahora una vez hecho esto se añaden las combinaciones de carga al modelo computacional, para realizar esto se debe seleccionar la pestaña de “Define” una vez hecho esto “Define Load Combinations” y en esta sección se añadirán las combinaciones de carga necesarias

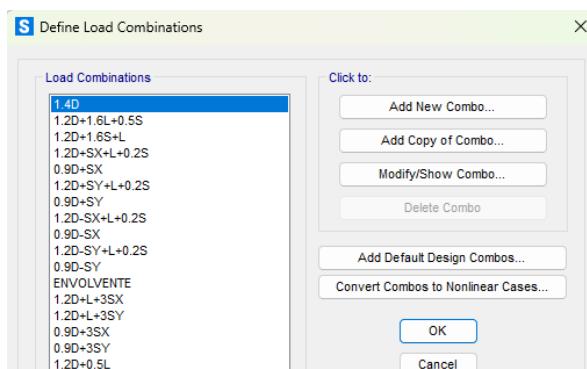


Figura N°38: Definición de Combinaciones de Carga

7.2.5 Análisis estructural

Se accedió al menú “Analyze” y dentro de este se seleccionó la opción “Set Analysis Options” de esta forma se escogen que tipo de carga estará presente en el análisis, de esta forma se escogen las siguientes:

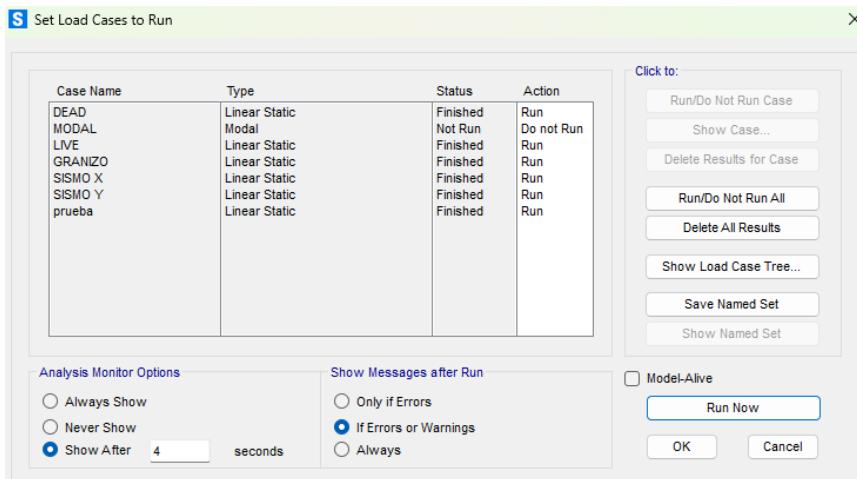


Figura N°39: Elección de Análisis de Cargas

Una vez hecho esto se analizan los diferentes escenarios tales como deformación de la estructura, cálculo de derivas, momentos, cortantes y cargas axiales. Para obtener la figura deformada se debe seleccionar la pestaña “Deformed Shape”, una vez adentro se escoge la combinación de carga para mostrar la figura deformada.

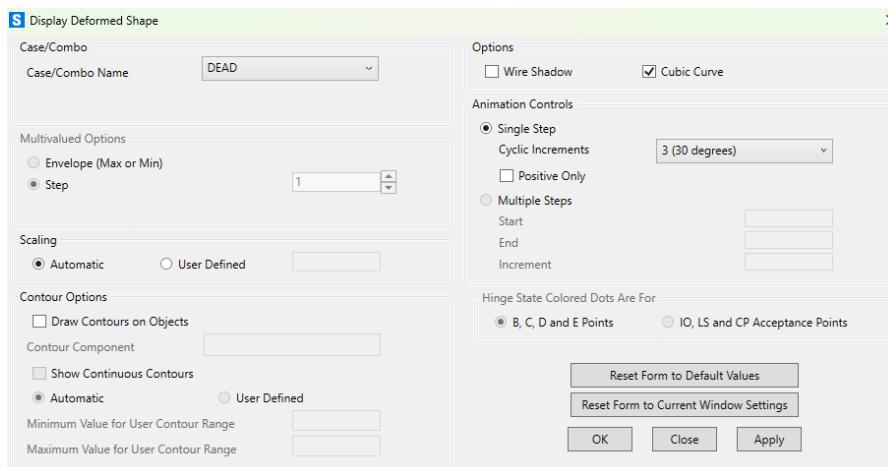


Figura N°40: Parámetros de Deformación

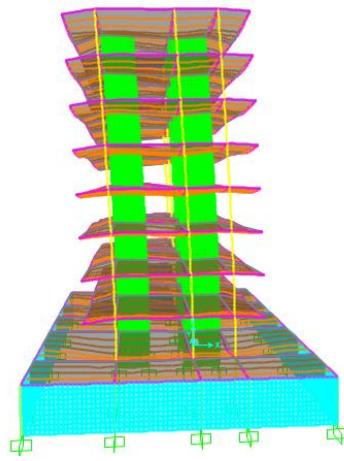


Figura N°41: Deformación Por Cargas Muertas

De esta forma para obtener los momentos, cortantes y fuerzas axiales sobre los elementos se debe seleccionar la pestaña “Show Forces/Stresses” una vez hecho esto dependiendo el análisis necesario se escogerá entre las opciones de “Joints”, “Frames/ Cables/ Tendons” y de último “Shells”. Para el análisis de elementos como columnas y vigas se selecciona la opción “Frames/ Cables/ Tendons”. En la pestaña que se desplegará automáticamente se deberá escoger el momento y cortante a analizar dependiendo de la dirección escogida. Para este ejemplo se escogerá la combinación de carga DEAD para una viga aleatoria para momento 3-3 es decir en la dirección perpendicular al eje Z.

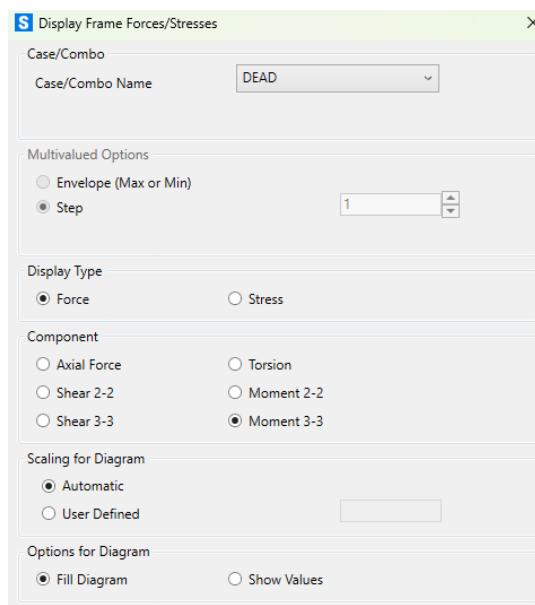


Figura N°42: Momentos Carga Muerta Viga Aleatoria

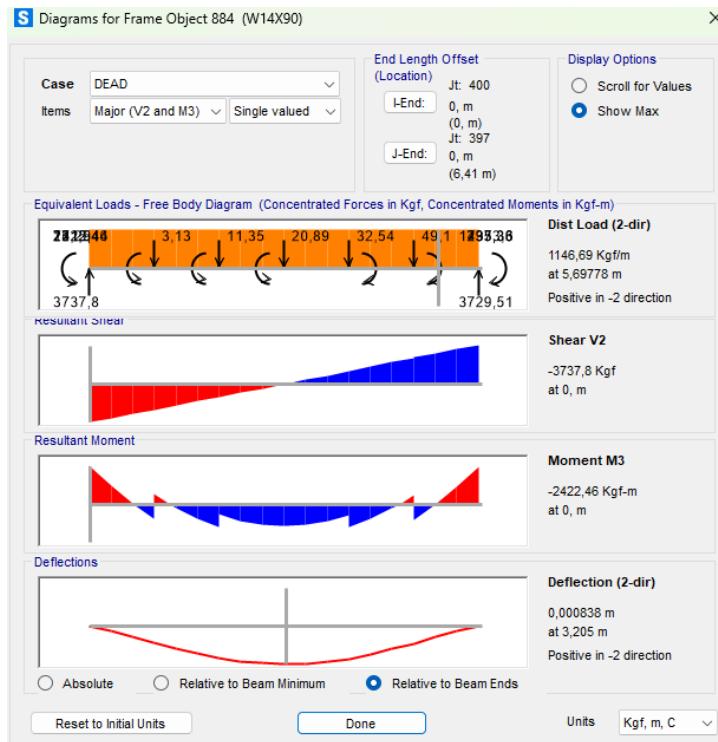


Figura N°43:Resultados De Momentos y Cortantes Viga Aleatoria

Ahora finalmente para obtener los valores de cortante y momento en los muros estructurales se deberá realizar el mismo procedimiento, sin embargo, se deberá escoger dentro de la pestaña “Show Forces/ Stresses” la opción de “Shell”. Dentro de la pestaña de “Shells” se deberá escoger el análisis del momento 22.

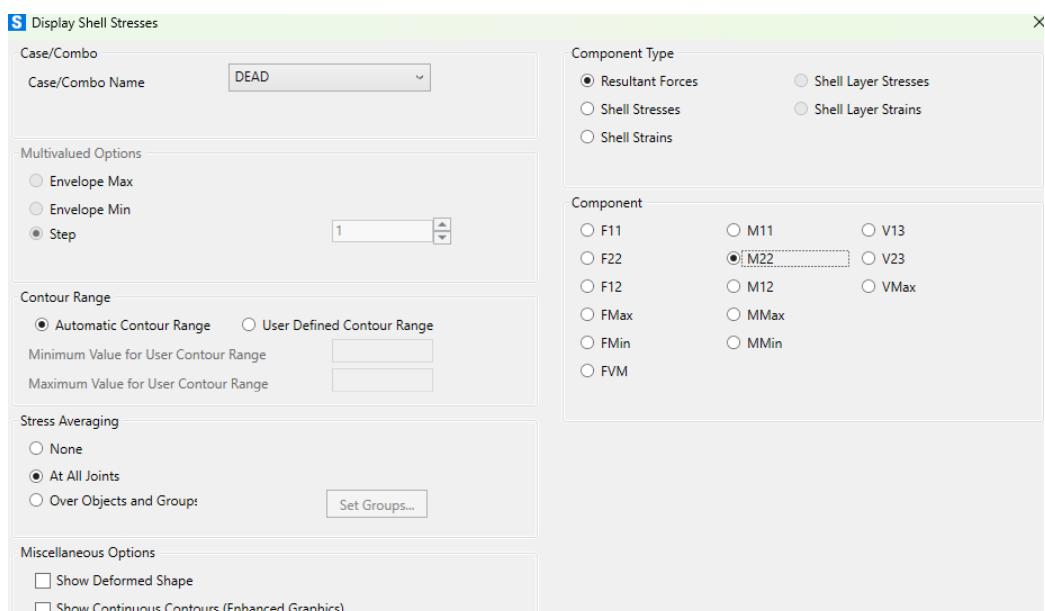


Figura N°44: Opciones de Análisis de Elementos tipo Shell

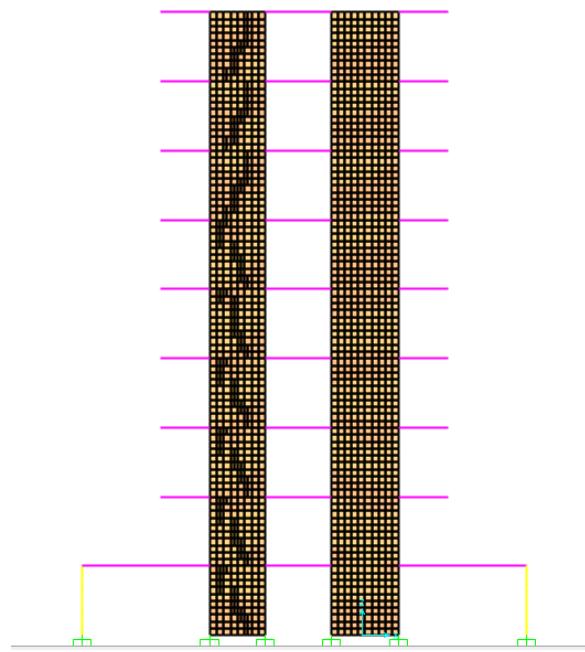


Figura N°45: Resultados de Momentos en Muros Causados por cargas Muertas

Una vez hecho esto para obtener los valores se deberá encontrar la zona más crítica del muro en este caso la sección anterior antes de finalizar el subsuelo. Donde para obtener los datos se seleccionará la pestaña de “Draw” luego en “Draw section Cut”, con esto automáticamente se desplegará una pestaña donde se mostrarán los cortantes y momentos medidos en la sección que se ha analizado.

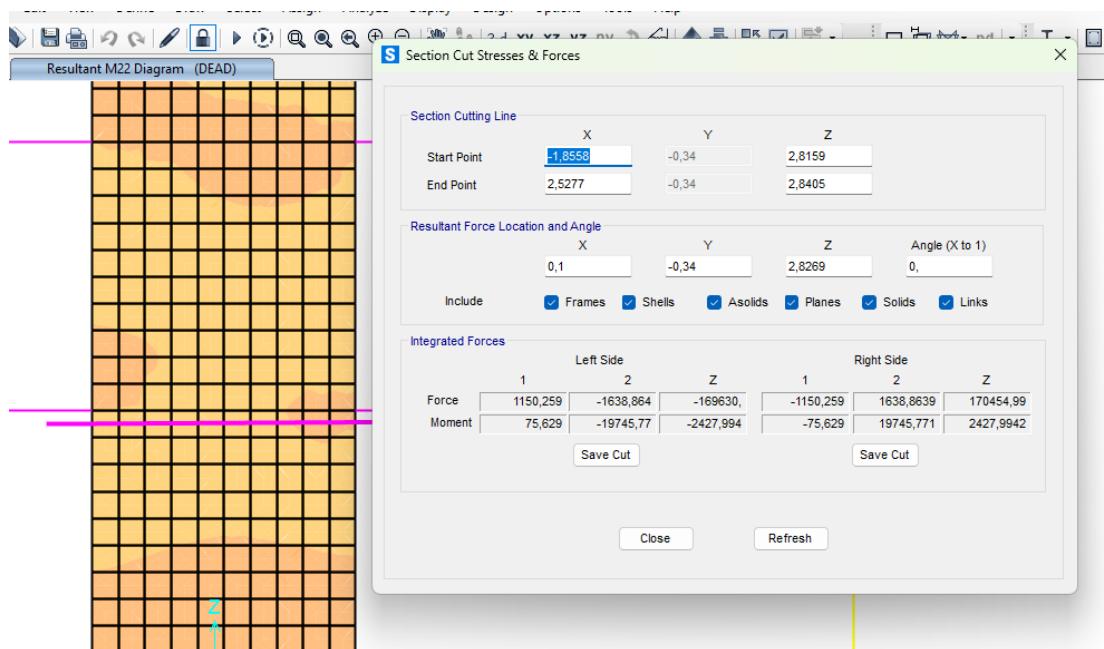


Figura N°46: Obtención de Resultados de Momentos y Cortantes en el Muro Estructural.

Ahora para obtener resultados más específicos de la estructura se deberá seleccionar la pestaña “Display” se seleccionará “Display Tables” donde se podrá escoger las tablas necesarias a desplegarse tales como el peso total de la estructura o el desplazamiento de los nudos.

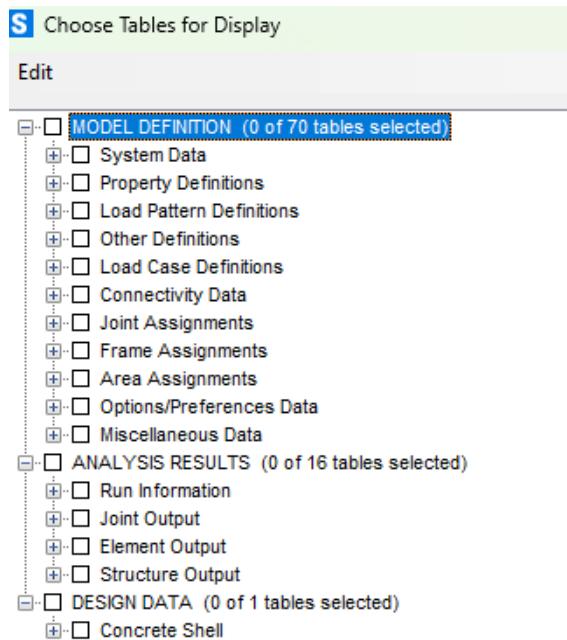


Figura N°47: Opciones de Tablas de Datos a Desplegar.

8. Resumen y Análisis de Resultados

8.1 Resumen del Proyecto

Para estimar la demanda sísmica sobre la estructura, se partió de la determinación del periodo fundamental ($T = 0,856$ s), el cual, al ser mayor al valor de $T_c = 0,71$ s, ubicó el análisis dentro del tramo descendente del espectro de diseño. Se utilizó un suelo tipo V y una zona sísmica D, considerando factores de amplificación sísmica ($F_a = 1,2$) y de sitio ($F_s = 1,28$), obteniendo un coeficiente sísmico de $S_a = 0,9872g$. Con estos parámetros, se calculó un cortante basal total de 159.466,41 kgf, distribuyéndose en los nueve pisos mediante el método estático equivalente, el cual considera la altura y el peso tributario de cada nivel. La constante de distribución K obtenida fue 1,1779, permitiendo obtener las fuerzas sísmicas horizontales F_x que actúan sobre cada entrepiso de manera proporcional.

Las vigas fueron diseñadas para resistir momentos inducidos por la formación de rótulas plásticas bajo demanda sísmica. El momento probable en la rótula alcanzó un valor de $M_{pr} = 116,67$ tonf·m, con una fuerza de corte asociada $V_g = 61.655,78$ kgf y un momento máximo en el extremo de la columna igual a $M_{pr_Col} = 142,03$ tonf·m. Se utilizó un espaciamiento de vigas secundarias de 1,2 m, que influenció en el valor del coeficiente de cortante $C_v = 1,90$ y en la resistencia a cortante $\Phi V_n = 122,67$ tonf, cumpliendo ampliamente con los requisitos del AISC 341 para diseño sismo-resistente. Además, se verificó el cumplimiento de la condición de columna fuerte - viga débil, obteniendo un cociente $(2 * M_{pc}) / \Sigma M_{pr} = 2,80 > 1$, lo que garantiza un mecanismo de colapso dúctil.

Las columnas de acero se diseñaron considerando los requisitos de ductilidad, esbeltez y resistencia establecidos en la normativa AISC. Se verificó que las secciones cumplen con la condición de alta ductilidad ($\lambda_f = 3,28 < \lambda_{HD}$), y no presentan esbeltez crítica en patín ni alma. Se comprobó la resistencia a compresión ($\Phi P_n = 1.030.716,13$ kgf) frente a las cargas últimas actuantes ($P_u = 230.515,65$ kgf), así como la resistencia combinada a flexo-compresión y flexo-torsión, obteniéndose valores de diseño aceptables para los momentos en ambas direcciones

principales ($M_{ux} = 15.073 \text{ kgf}\cdot\text{m}$, $M_{uy} = 9.985,34 \text{ kgf}\cdot\text{m}$). Además, la revisión de pandeo lateral torsional indicó que no se desarrolla este tipo de falla, confirmando la estabilidad de las columnas bajo condiciones sísmicas.

Las columnas de acero se diseñaron considerando los requisitos de ductilidad, esbeltez y resistencia establecidos en la normativa AISC. Se verificó que las secciones cumplen con la condición de alta ductilidad ($\lambda_f = 3,28 < \lambda_{HD}$), y no presentan esbeltez crítica en patín ni alma. Se comprobó la resistencia a compresión ($\Phi P_n = 1.030.716,13 \text{ kgf}$) frente a las cargas últimas actuantes ($P_u = 230.515,65 \text{ kgf}$), así como la resistencia combinada a flexo-compresión y flexo-torsión, obteniéndose valores de diseño aceptables para los momentos en ambas direcciones principales ($M_{ux} = 15.073 \text{ kgf}\cdot\text{m}$, $M_{uy} = 9.985,34 \text{ kgf}\cdot\text{m}$). Además, la revisión de pandeo lateral torsional indicó que no se desarrolla este tipo de falla, confirmando la estabilidad de las columnas bajo condiciones sísmicas.

El muro estructural fue diseñado como elemento resistente a cortante, utilizando un área efectiva de corte de 17600 cm^2 y una relación de armado $pt = 0,011$. El cortante nominal ΦV_n obtenido fue $59.662,77 \text{ kgf}$, mientras que el cortante amplificado por demanda sísmica alcanzó los $76.889,39 \text{ kgf}$, cumpliendo con el requisito $\Phi V_n > V_u$. Se calcularon también las propiedades dinámicas del sistema muro, determinando una demanda de ductilidad $\mu = 3,11$ y un desplazamiento característico $\Delta d = 0,3739 \text{ m}$. La estructura demostró un desempeño adecuado bajo deformaciones controladas por capacidad, manteniendo la integridad del sistema resistente ante eventos sísmicos de gran intensidad.

8.2 Análisis de Resultados

8.2.1 Vigas Sismo Resistentes

De esta forma el diseño de las vigas sismo-resistentes consideró rigurosamente los criterios de ductilidad, solicitudes sísmicas y comprobaciones de resistencia conforme a la normativa AISC 341. En la revisión de ductilidad, se observa que el patín presenta un valor de esbeltez $\lambda_f = 5.91$ el cual es inferior al límite $\lambda_{HD} = 6.82$, esto nos muestra que el patín es altamente

dúctil. De esta misma forma el alma de la viga con $\lambda_w = 28,05$ se ubica por debajo del umbral de ductilidad $\lambda_{HD} = 56.85$ de esta forma también clasificándose como altamente dúctil, de esta forma se garantiza una buena capacidad de disipación de energía del alma y patines durante eventos sísmicos, con lo cual se evitan mecanismos de falla frágiles con lo cual la sección podrá alcanzar con satisfacción su esfuerzo último y de fluencia. Esto se puede evidenciar en la siguiente tabla.

REVISIÓN DE DUCTILIDAD		
PATÍN		
λ_f	5,90561694	
λ_{HD}	6,82185082	Altamente Ductil
ALMA		
λ_w	28,0478764	
λ_{HD}	56,8487568	Altamente Ductil

Tabla N°25: Revisión de Ductilidad en Vigas

De esta forma al analizar el diseño por capacidad de los elementos se empleó un coeficiente de resistencia $C_{pr} = 1.15$ con el cual se calculó el momento probable $M_{pr} = 116,67 \text{ tn} * \text{m}$, este valor representa la máxima capacidad plástica anticipada de la sección. A partir de este momento se obtuvo la fuerza cortante asociada $V_u = 46,32 \text{ tn}$ y su correspondiente momento de la última carga $M_u = 13508.84 \text{ tn} * \text{m}$, garantizando así que la viga pueda desarrollar rotaciones plásticas controladas sin pérdida de resistencia.

MOMENTO PROBABLE			
Cpr	1,15000853		
V_SoftWare (kgf)	9917,5	$M_{pr} (\text{Tnf-m})$	116,6650275
CARGA ÚLTIMA			
V_u (Tnf)	46,3184446	M_u (kgf*m)	13508,84

Tabla N°26: Momento Probable y Cargas Últimas de la Viga

De esta forma para la verificación a corte y momento nominal se asumió una longitud de arrostramiento igual al espaciamiento entre vigas secundarias, es decir $S = 1.2m$, esto determinó un coeficiente de corte transversal $C_v = 1.91$. Aplicando este valor junto con la geometría y propiedades del perfil se calculó una resistencia nominal al corte $\phi V_n = 122.67 \text{ tn}$

y una resistencia nominal a momento $\phi M_n = 83000.17 \text{ kg} * \text{m}$, ambas satisfaciendo los valores solicitados por la carga última.

MOMENTO Y CORTANTE NOMINAL			
Se asume el arriostramiento como el espacio entre vigas secundarias	S (m)	1,2	
kv	5,34	Cv	
Comprobación de Resistencia			
$\Phi V_n(Tnf)$	122,66594	$\Phi M_n (\text{kgf}^*\text{m})$	83002,17038
OK		OK	

Tabla N°27: Resistencia Nominal de la viga

De esta forma la sección escogida para la viga sismo resistente aprueba las verificaciones finales fueron positivas, indicando que el elemento cumple con las exigencias sísmicas en cuanto a capacidad y ductilidad.

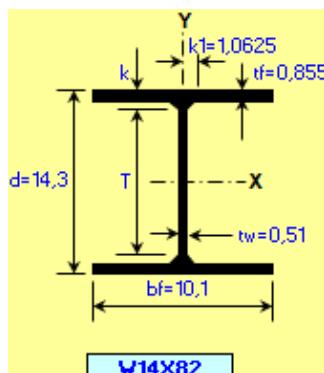


Figura N°48: Sección de Vigas Sismo Resistentes

8.2.2 Columnas Sismo Resistentes

Las columnas sismo-resistentes del sistema dual fueron verificadas bajo criterios de ductilidad, esbeltez, resistencia y comportamiento combinado de carga axial y momento flector, tal como exige la norma AISC 341. En la revisión de ductilidad, se obtuvo una esbeltez del patín $\lambda_f = 3.29$, y del alma $\lambda_w = 21.25$, ambas menores a los límites definidos por la norma (λ_{HD}), con esto la sección se clasifica como altamente dúctil, de esta forma se permite el desarrollo adecuado de las rótulas plásticas en las zonas esperadas durante eventos sísmicos.

REVISIÓN DE DUCTILIDAD		
PATÍN		
λ_f	3,28571429	Altamente Ductil
λ_{HD}	6,82185082	
ALMA		
λ_w	21,2534865	Altamente Ductil
λ_a	0,16066699	
λ_{HD}	37,9991008	

Tabla N°28: Revisión de Ductilidad de Columna

La revisión de esbeltez mostró que tanto el patín $\lambda_f = 3.29 < \lambda_{rf} = 13.36$ como el alma $\lambda_w = 15.78 < \lambda_{rw} = 35.54$ no son elementos esbeltos, con lo cual mejora la confiabilidad en las predicciones de capacidad sino resistentes. La capacidad a compresión axial se evaluó mediante la carga crítica de pandeo y se determinó una resistencia a compresión de $\phi Vn = 1030716.13 \text{ kg}$, siendo suficiente para soportar la demanda axial sísmica amplificada $Pu = 230515.65 \text{ kg}$

REVISIÓN DE ESBELTEZ		
PATÍN		
λ_f	3,28571429	Patín no esbelto
λ_{rf}	13,3557655	
ALMA		
λ_w	15,7838392	Alma no esbelta
λ_{rw}	35,5358761	
Tensión Crítica de Pandeo		
k	1	Fe (kgf)
L_c	2,96	Fcr
		11535,52911
		3147,388186
Resistencia a la Compresión		
ϕP_n (kgf)	1030716,13	OK

Tabla N°29: Revisión de Esbeltez y Resistencia a la Compresión de la Columna

En el análisis de resistencia a al flexo- compresión, se verificó que la sección es compacta, lo que permite que se desarrolle su capacidad plena. Las capacidades nominales a momento fueron $\phi M_{n_x} = 233668.8 \text{ kg} * \text{m}$ y $\phi M_{n_y} = 62910.85 \text{ kg} * \text{m}$. De esta forma superando ampliamente las solicitudes sísmicas aplicadas. La interacción axial- flexión también fue verificada, la cual fue mayor a la carga última amplificada.

Resistencia a Flexo compresión	
Pu (kgf)	230515,65
φPn (kgf)	1030716,13
φMnx (kgf*m)	233668,798
Mux (kgf*m)	15073,29
φMny (kgf*m)	62910,8452
Muy (kgf*m)	9985,34
COMPROBACIÓN	
	OK

Carga Sísmica Ampificada		
Pu (kgf)	215450,27	OK
φPn (kgf)	1030716,13	

Tabla N°30: Comprobación a Flexo compresión y Carga Sísmica Amplificada

Finalmente, se realizó la comprobación de la relación columna fuerte- viga débil, de esta forma obteniendo $\frac{2Mpc}{Mpr} = 2.80 > 1$. De esta forma garantizando que la formación de rótulas plásticas ocurra preferentemente en las vigas y no en las columnas. De esta forma preservando el mecanismo de resistencia global de los pórticos de la estructura.

Columna Fuerte Viga Débil			
Mpc (kgf*m)	213746,276	V_SoftWare (kgf)	9917,5
Vu (kgf)	88745,2213	Sh (cm)	0,14605
Mpr (Tnf-m)	116,665027	Mpr* (kgf*m)	152618,379
(2*Mpc)/Mpr*	2,80105552	OK	

Tabla N°31: Comprobación a Flexo Compresión

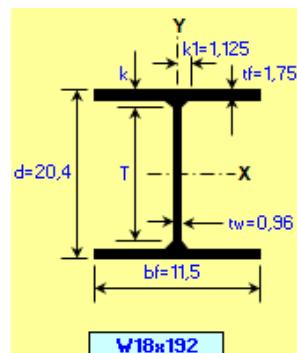


Figura N°49: Sección Columnas Estructurales

8.2.3 Análisis de Panel Zonal

El Análisis del panel zonal se centra en la validación de la resistencia de la zona del alma de la columna, esta zona está sometida a fuerzas de corte y compresión significativas como parte

del mecanismo de disipación de energía en sistemas sismo- resistentes. Se evaluaron distintas posibles fallas, entre ellas la flexión del patín ($\phi Rn_{PATÍN} = 398.383 \text{ kg}$), la fluencia ($\phi Rn_{ALMA} = 286.250 \text{ kg}$), la distorsión ($\phi Rn_{DISTORSIÓN_{ALMA}} = 429.101 \text{ kg}$) y el pandeo del alma ($\phi Rn_{PANDEO ALMA COLUMNA} = 516.424 \text{ kg}$). Se adoptó el menor de estos valores como resistencia crítica ($\phi Rn = 286.250 \text{ kg}$), criterio habitual en el diseño para garantizar la seguridad ante el modo de falla más débil.

Resistencia Flexión Patín Columna	
$\phi Rn_{PATÍN} (\text{kgf})$	398383,0671
Fluencia del alma de la columna	
$\phi Rn_{ALMA} (\text{kgf})$	286250,4107
Distorción Alma Columna	
$\phi Rn_{DISTORSIÓN_{ALMA}} (\text{kgf})$	429100,9639
Pandeo Alma Columna	
$\phi Rn_{PANDEO_{ALMA_COLU MNA}} (\text{kgf})$	516424,1495
Menor de los estados Límites	
$\phi Rn (\text{Kgf})$	286250,4107
Conexiones Soldadas	
$Pf (\text{kgf})$	384258,3593
Resistencia Requerida de la Placa de Continuidad	
$Pbf (\text{kgf})$	98007,9486
Revisar la placa de continuidad	

Tabla N°32: Estados Límite y Resistencia Requerida para Placa de Continuidad

Las conexiones soldadas fueron diseñadas con una resistencia de $Pf = 384.258 \text{ kgf}$, superando la demanda requerida. Por su parte, la placa de continuidad —clave para mantener la integridad del nodo columna-viga— fue diseñada para una resistencia de $Pbf = 98.008 \text{ kg}$, con un área de $Apb = 30,38 \text{ cm}^2$, espesor real de $tpc = 6,20 \text{ cm}$ y una dimensión constructiva asumida de 7 cm, cumpliendo satisfactoriamente su función estructural. En cuanto al cortante en el panel, se generaron esfuerzos de $Vu = 244.396 \text{ kg}$ frente a una capacidad de $\phi Rn = 244.527 \text{ kg}$, resultando en una verificación satisfactoria (OK) que confirma la robustez de esta zona crítica frente a la interacción sísmica entre viga y columna.

Diseño placa de Continuidad	
Apb (cm ²)	30,3791388
W (cm)	12,3825
Wpb (cm)	4,89875
tpc (cm)	6,201406237
tpc_Asum (cm)	7

Fuerzas Concentradas en los Patines de Vigas	
Puf	273170,2112
Fuerza de corte en el Panel Zonal	
Vcol	28774,49713
Vu	244395,7141
Cortante en el Panel Zonal	
Resistencia a Corte en el Panel Zonal	
Py (kgf)	1304310,72
Pu (kgf)	230515,65
φRn	244526,63
Verificación Cortante Panel Zonal	OK

Tabla N°33: Diseño y Resistencia Requerida para Placas de Continuidad

Una Vez analizada la necesidad de placa de continuidad sobre le panel zonal se muetsra el esquema de la placa de continuidad necesaria

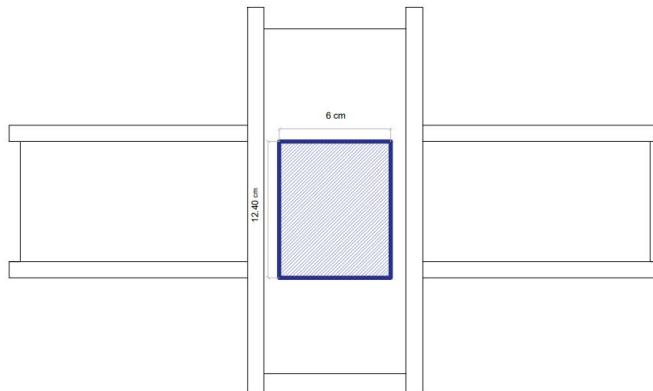


Figura N°49: Placa De Continuidad Colocada Sobre Panel Zonal

8.2.4 Diseño de Conexión WUF

En el análisis de conexiones tipo WUF se considera la ubicación de la rótula plástica al ras de la cara de la columna ($Sh = 0 \text{ cm}$), lo cual implica una transmisión directa del momento máximo probable desde la viga hacia la columna. El momento probable considerado para este diseño es $M_{pr} = 142,03 \text{ tn} \cdot \text{m}$, con un coeficiente de sobre resistenciade $Cpr = 1,4$. El cortante asociado a esta rótula se calcula a partir de la combinación de carga 1.2D + 0.5L,

resultando en un valor de $Vh = 105.969,64 \text{ kg}$, el cual fue comparado con la resistencia nominal a cortante de la viga ($\phi Vn = 122,67 \text{ tn}$) obteniendo un cumplimiento satisfactorio.

Momento Máximo Probable en la cara de la columna	
S _h (cm)	0
M _{pr_Col} (tn*m)	142,025936
Resistencia a Cortante de las Vigas	
S (m)	1,2
k _v	5,34
C _v	1,909399876
φV _n (tnf)	122,6659403
OK PhiV _n Apropriado	

Tabla N°34: Resistencia a Cortante de las Vigas con Rótula ubicada en la cara de la columna

Para la columna, se verificaron las posibles fallas locales en el alma, considerando: fluencia ($\phi Rn_{ALMA} = 286.250 \text{ kg}$), distorsión (429.100 kgf) y pandeo (516.424 kgf), además de la flexión del patín (398.383 kgf). La menor de estas resistencias, correspondiente a la fluencia del alma, fue adoptada como resistencia de referencia ($\phi Rn = 286.250 \text{ kg}$). Por su parte, las conexiones soldadas fueron diseñadas para resistir $Pf = 357.589 \text{ kg}$, satisfaciendo ampliamente la resistencia requerida de $Pbf = 71.339 \text{ kg}$, lo que demuestra un margen adecuado de seguridad.

Resistencia Flexión Patín Columna	
φRn_PATÍN (kgf)	398383,0671
Fluencia del alma de la columna	
φRn_ALMA (kgf)	286250,4107
Distorsión Alma Columna	
φRn_DISTORSIÓN_ALMA (kgf)	429100,9639
Pandeo Alma Columna	
φRn_PANDEO_ALMA_COLUMN_A (kgf)	516424,1495
Menor de los estados Límites	
φRn (Kgf)	286250,4107
Conexiones Soladadas	
Pf (kgf)	357588,9976
Resistencia Requerida de la Placa de Continuidad	
Pbf (kgf)	71338,58686

Tabla N°35: Estados Límite Placa de Continuidad Sobre Conexión

El diseño de la placa de continuidad se basa en un área resistente de $22,11 \text{ cm}^2$, con un ancho útil $Wpb = 10,17 \text{ cm}$ (menor que el máximo permitido de $13,39 \text{ cm}$) y un espesor adoptado de 3 cm frente a un valor requerido de $2,18 \text{ cm}$, asegurando la transferencia efectiva de esfuerzos. Finalmente, el chequeo de la relación columna fuerte – viga débil arrojó un valor de momento plástico de columna $Mpc = 213.746 \text{ kg} \cdot \text{m}$, superior al doble del momento probable de la viga ($Mv = Mb = 169.458 \text{ kg} \cdot \text{m}$), cumpliendo con la condición ($2 * Mv < Mpc$) y garantizando que el mecanismo de disipación de energía se concentre en las vigas, conforme a lo estipulado en la filosofía de diseño sismo resistente.

Diseño Placa de Continuidad	
Apb (cm^2)	22,11254152
Ancho Placa de Continuidad	
Wpb_max (cm)	13,386
Wpb (cm)	10,166
Largo Placa de Continuidad	
tpc (cm)	2,175146716
tpc_Asum (cm)	3
Columna Fuerte Viga Débil	
Mpc ($\text{kgf} \cdot \text{m}$)	213746,2763
Vu (kgf)	105880,9703
sh (cm)	0
Mv ($\text{kgf} \cdot \text{m}$)	169457,5778
Mb ($\text{kgf} \cdot \text{m}$)	169457,5778
Chequeo columna fuerte Viga débil	OK

Tabla N°36: Análisis de Resistencia de Conexión

8.2.5 Diseño de Muro Estructural

El muro estructural diseñado corresponde a un muro perimetral con forma rectangular y una longitud total de 4.4 m , un espesor de 40 cm y una altura de entrepiso de 2.96 m . La edificación cuenta con un total de nueve pisos. El refuerzo longitudinal del muro se distribuye en 32 capas de acero, de las cuales cinco capas en cada extremo corresponden a los elementos de borde, utilizando varillas de 32 mm de diámetro, mientras que el resto del refuerzo está compuesto por varillas de 25 mm . La cuantía de refuerzo en los elementos de borde es de 0.024 y en el resto del muro es de 0.0098 , valores que cumplen con los límites normativos establecidos para elementos sismo resistentes. La longitud de los elementos de borde fue calculada como el 15% de la

longitud total del muro, resultando en 66 cm. La longitud efectiva del alma del muro se determinó en 3.08 m.

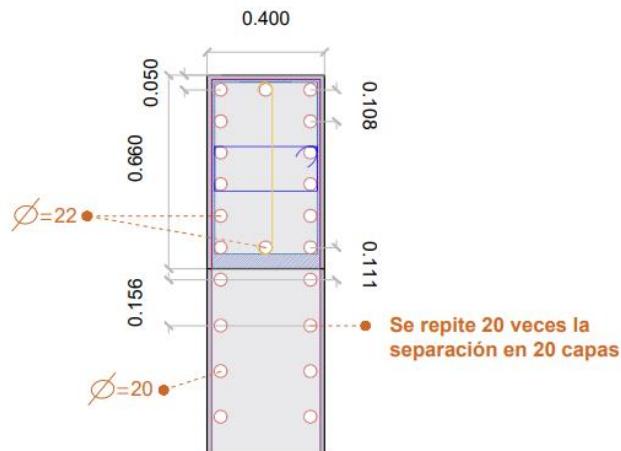


Figura N°50: Detalle Elemento de Borde y Muro estructural

La figura muestra un acercamiento al detalle del elemento de borde del muro estructural, donde se observa una sección de 0.40 m de ancho y un confinamiento superior de 0.66 m que contiene 5 capas de refuerzo longitudinal con barras de Ø22 mm. En la parte inferior, se disponen 20 capas de refuerzo con barras de Ø20 mm, distribuidas uniformemente. Se indican recubrimientos laterales y superiores que garantizan la protección del acero, cumpliendo con los requisitos normativos.

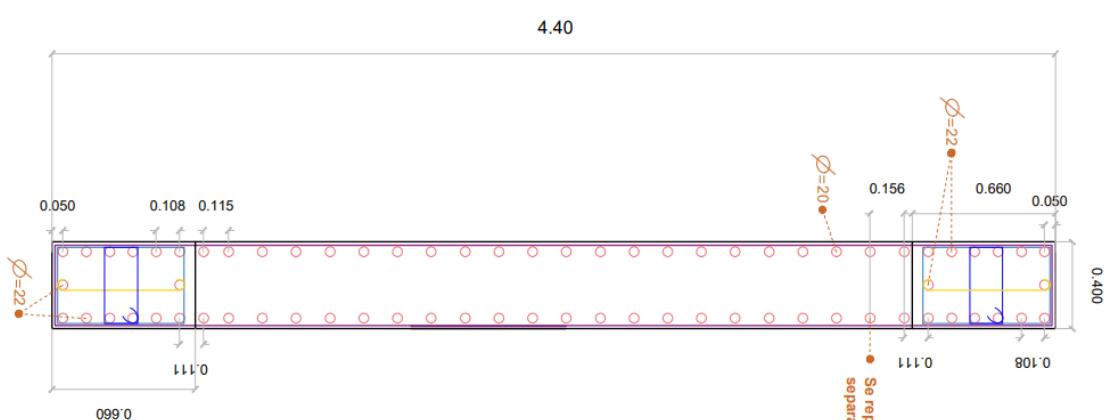


Figura N°51: Sección Muro Estructural

Se realizó un análisis de interacción axial-momento a través del diagrama de iteración. Este análisis reveló que ninguna de las capas de refuerzo alcanzó la fluencia, ya que todas presentaron deformaciones unitarias inferiores al valor límite de fluencia del acero ($\varepsilon_y = 0.0021$). La curva de interacción obtenida presenta un comportamiento estable, con un momento resistente último de $203507.63 \text{ kg} \cdot \text{m}$ frente a una carga axial de diseño de 296339.7 kg , evidenciando una holgura significativa y una capacidad resistente superior a la demanda. Esto garantiza un adecuado desempeño estructural bajo solicitudes de carga combinadas, y confirma que el diseño del muro cumple satisfactoriamente con los requisitos de seguridad y eficiencia estructural.

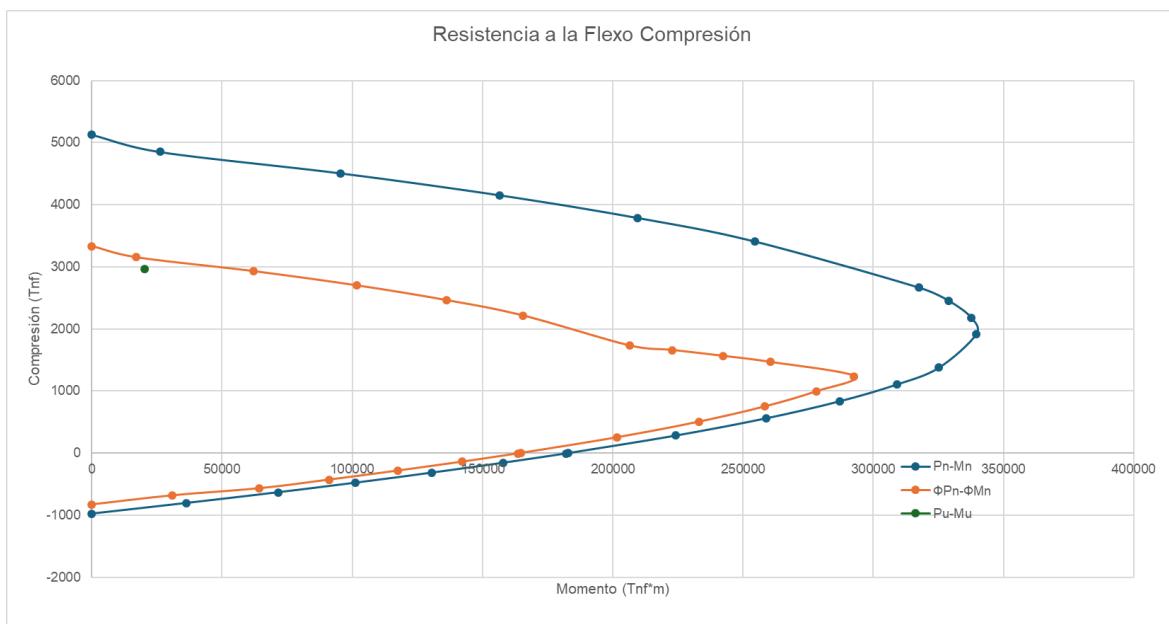


Figura N°52: Diagrama de Iteración Muro Estructural Analizado

Para el diseño por cortante, se consideró un área efectiva de corte de $Acv = 17600 \text{ cm}^2$, con una cuantía transversal de refuerzo $opt = 0.01008$. La resistencia nominal a cortante calculada fue $Vn = 795497.02 \text{ kgf}$, y aplicando el factor de reducción de resistencia ($\varphi = 0.75$), se obtuvo una capacidad de $\varphi Vn = 596622.77 \text{ kg}$, muy superior al valor de demanda $Vu = 77923.6 \text{ kgf}$. Adicionalmente, se aplicó un factor de amplificación dinámica $\omega v = 0.98$, con lo cual se estimó un cortante amplificado de 76689.4 kg . Este valor también se encuentra holgadamente por debajo de la capacidad del muro, asegurando así un

comportamiento adecuado frente a cargas sísmicas. Finalmente, se determinó una demanda de ductilidad de $\mu = 3.11$, resultado que reafirma el buen desempeño del muro en condiciones de carga sísmica, garantizando una respuesta estructural ductil y confiable.

9. Conclusiones

El desarrollo del presente proyecto integrador permitió consolidar un enfoque integral para el diseño estructural de edificaciones de estructura mixta, integrando herramientas computacionales, normativa técnica actualizada y análisis sísmico avanzado. La implementación de una memoria técnica automatizada en Excel, programación mediante Visual Basic for Applications (VBA), presentó una solución eficiente y flexible para resolver los cálculos estructurales que típicamente implican alta carga computacional y riesgo de error manual.

En primer lugar, el modelado estructural desarrollado en SAP2000 bajo el método modal espectral permitió evaluar con precisión el comportamiento dinámico del edificio mediante cargas sísmicas. Este modelo incluyó la distribución de masas, rigideces y formas modales de vibración, garantizando que las fuerzas sísmicas fueran calculadas conforme a la realidad estructural del edificio. La verificación de cortantes basales y de piso, así como de derivas inelásticas, demostró que la estructura propuesta cumple con los requisitos de desempeño establecidos por la NEC 2015.

En cuanto al diseño de los elementos estructurales, se verificaron detalladamente las condiciones de resistencia, ductilidad y compacidad tanto en columnas como en vigas. La filosofía de diseño “Columna Fuerte- Viga Débil” fue aplicada en todas las conexiones en las vigas y evitando fallas frágiles en los elementos verticales. Asimismo, se realizaron los chequeos de distorsión, pandeo del alma y resistencia de patines en columnas, obteniendo resultados dentro de los límites normativos del AISC 341-22 y 360-22.

En el diseño de muros estructurales de hormigón armado se elaboraron diagramas de interacción y verificó la resistencia a corte considerando la amplificación sísmica. Se demostró que los muros cumplen tanto con la resistencia solicitada como con la demanda de ductilidad validando su función como elementos de disipación de energía. La obtención del desplazamiento de fluencia permitió establecer un diseño sísmicamente eficiente.

Desde el punto de vista computacional, la estructura modular del código VBA permitió una automatización clara y reutilizable para el cálculo del espectro sísmico, dimensionamiento de elementos, verificación de derivas y generación de informes técnicos. Esta herramienta ofrece al usuario una interfaz práctica, adaptable y precisa, con lo cual se facilita la toma de decisiones en etapas tempranas y avanzadas del diseño.

Finalmente, este trabajo evidencia la viabilidad técnica y académica de integrar métodos computacionales avanzados con criterios de diseño estructural robustos. La herramienta desarrollada puede escalarse a otras configuraciones estructurales y representa una valiosa contribución tanto para la enseñanza universitaria como para el ejercicio profesional del diseño sísmico resistente en Ecuador.

10.Bibliografía

American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute.

American Institute of Steel Construction (AISC). (2022). *ANSI/AISC 360-22: Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL: AISC.

American Institute of Steel Construction (AISC). (2022). *ANSI/AISC 341-22: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL: AISC.

American Institute of Steel Construction (AISC). (2022). *ANSI/AISC 358-22: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago, IL: AISC.

International Code Council (ICC) & Structural Engineers Association of California (SEAOC). (2018). *Structural/Seismic Design Manual Volume 4: Building Design Examples for the 2018 IBC, ASCE/SEI 7-16, and ACI 318-14*. ICC.

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

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas*. Registro Oficial Nro. 413.
<https://www.miduvia.gob.ec/>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC-SE-DS: Peligro sísmico (Parte 1, 2, 3 y 4)*. Registro Oficial Nro. 413. <https://www.miduvia.gob.ec/>