



POSGRADOS

MAESTRÍA EN _____

INGENIERÍA MECÁNICA CON MENCIÓN EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN OBRAS CIVILES E INDUSTRIALES

RPC-SO-24-NO.540-2020

OPCIÓN DE TITULACIÓN:

PROYECTO DE TITULACIÓN CON
COMPONENTES DE INVESTIGACIÓN
APLICADA Y/O DE DESARROLLO

TEMA:

DISEÑO DE UN PÓRTICO PLANO
METÁLICO PARA EDIFICACIONES
RESIDENCIALES UBICADAS EN LA SIERRA
CENTRO DE ECUADOR MEDIANTE EL
USO DE SOFTWARE ESPECIALIZADO

AUTOR

SEBASTIÁN RAÚL GAVILANES MARTÍNEZ

DIRECTOR:

WILLIAM GUSTAVO DÍAZ DÁVILA

QUITO – ECUADOR
2025



Autor:



Sebastián Raúl Gavilanes Martínez

Ingeniero Mecánico

Candidato a Magíster en Ingeniería Mecánica con mención en Diseño De Estructuras Metálicas En Obras Civiles E Industriales por la Universidad Politécnica Salesiana – Sede Quito.

sgavilanesm1@est.ups.edu.ec

Dirigido por:



William Gustavo Díaz Dávila

Ingeniero Mecánico

Magíster en Gestión de la Producción.

wdiaz@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

DERECHOS RESERVADOS

2025 © Universidad Politécnica Salesiana.

QUITO– ECUADOR – SUDAMÉRICA

SEBASTIÁN RAÚL GAVILANES MARTINEZ

**DISEÑO DE UN PÓRTICO PLANO METÁLICO PARA EDIFICACIONES RESIDENCIAES,
UBICADAS EN LA SIERRA CENTRO DE ECUADOR MEDIANTE EL USO DE SOFTWARE
ESPECIALIZADO**

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a mi esposa Lissette Amores, siendo la mujer que con su ejemplo me impulsa a seguir adelante, el amor y alegría que me transmite me da la motivación para ser mejor persona, mi mascota Dulce María por enseñarme que es dar amor incondicional, a mis padres Raúl Gavilanes y Yesenia Martínez, ellos al darme su confianza siento el respaldo para avanzar en cada paso de la vida, a mi hermano Emilio Gavilanes que a pesar de ser muy diferentes no podría tener mejor amigo y compañero de experiencias, a mi abuela Teresa Torres que su luz y bondad guían mi camino, a mi abuelo Segundo Gavilanes que su ejemplo de perseverancia es de gran utilidad para la vida, a mis suegros Jorge Amores y Mélida Álvarez cuyas palabras de aliento viven presentes en mí. Por último, pero no menos importante a mis amigos que me han acompañado en cada etapa de mi vida y a todo el equipo de trabajo que conformamos la empresa, su ardua labor me da la confianza y la responsabilidad de ser mejor cada día. Gracias totales.

Sebastián Raúl Gavilanes Martínez

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios, porque sin su ayuda, sabiduría y fortaleza nada sería posible, agradezco a mi País, me siento muy orgulloso ser ecuatoriano, a la Universidad Politécnica Salesiana por brindarme los conocimientos adquiridos en la maestría, agradezco a mi familia, puesto que sin su apoyo no estuviera en este momento, ellos me han convertido en el hombre que soy, agradezco a mis seres queridos que aunque no se encuentran conmigo, llevo sus consejos y pensamientos siempre en mi corazón, agradezco a mi tutor William Díaz, quien ha sido de vital importancia para la culminación de esta etapa. Muchas gracias a todos.

Sebastián Raúl Gavilanes Martínez

TABLA DE CONTENIDO

Resumen	13
Abstract	14
1. Introducción	15
2. Determinación del Problema.....	16
2.1. Antecedentes.....	16
2.2. Justificación	18
2.3. Objetivos.....	19
2.3.1. Objetivo General.....	19
2.3.2. Objetivos Específicos	19
3. Marco teórico referencial.....	20
3.1. Conceptos fundamentales.....	20
3.1.1. Vigas.....	20
3.1.2. Columna.....	20
3.1.3. Placa Base	21
3.1.4. Zapatas.....	21
3.1.5. Conexiones	21
3.1.6. Placa Colaborante.....	21
3.1.7. Estructuras metálicas	21
3.1.8. Pórtico Plano Metálico	22
3.1.9. Diseño Estructural	22
3.2. Materiales.....	23
3.2.1. Acero Estructural	23
3.2.2. Acero ASTM A36.....	24
3.2.3. Acero ASTM A572 Grado 50	24
3.3. Información Geográfica y Sísmica	25
3.3.1. Sierra Centro del Ecuador.....	25
3.3.1. Sierra Centro del Ecuador.....	26
3.4. Normativas y Reglamentos Aplicables	26
3.4.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción.....	26
3.4.2. Normas Internacionales Complementarias.....	27
3.5. Tipos de Análisis Estructural.....	27
3.5.1. Análisis Elástico Lineal Estático	27
3.5.1. Análisis Modal / Espectral Dinámico	28

3.5.1.	Análisis No Lineal Tiempo-Historia.....	28
3.6.	Métodos de Diseño Estructural.....	28
3.6.1.	Método ASD.....	29
3.6.2.	Método LRFD.....	29
3.6.3.	Cargas del Diseño Estructural.....	30
3.6.4.	Combinaciones de cargas según los métodos ASD y LRFD.....	31
3.7.	Software Especializado SAP2000.....	32
3.7.1.	Características de SAP2000.....	32
3.7.2.	Ventajas en el diseño de pórticos.....	32
3.7.1.	Recomendaciones de uso SAP2000.....	32
4.	Materiales y metodología.....	33
4.1.	Anteproyecto Arquitectónico.....	33
4.2.	Memoria técnica del proyecto previo al análisis estructural.....	35
4.3.	Configuración Geométrica de los Pórticos.....	36
4.3.1.	Elementos y uniones.....	37
4.3.2.	Tipos de pórticos según su geometría.....	37
4.4.	Selección de la geometría.....	38
4.5.	Alternativas de Solución.....	39
4.5.1.	Pórticos resistentes a momento con conexiones rígidas.....	39
4.5.2.	Pórticos resistentes a momento con secciones de viga reducidas.....	41
4.5.3.	Pórticos resistentes a momento con vigas enlace disipativas.....	43
4.5.4.	Arriostramiento Excéntrico.....	45
4.6.	Selección de la alternativa.....	47
4.7.	Análisis de Cargas.....	48
4.7.1.	Datos de Entrada.....	48
4.7.2.	Cálculo Espectro Elástico.....	48
4.7.3.	Carga Muerta (D).....	51
4.7.4.	Carga Viva (L).....	52
4.7.5.	Carga granizo (S).....	52
4.7.6.	Carga Viento (W).....	52
4.7.7.	Carga Lateral Sísmica (E).....	53
4.7.8.	Valores Individuales.....	54
4.7.9.	Combinaciones de Cargas.....	54
4.7.10.	Cargas Equivalentes.....	55
4.8.	Diseño bajo la normativa NEC-SE-AC.....	57

4.8.1.	Diseño del pórtico D	57
4.8.2.	Cálculo de Derivas	60
4.8.3.	Cálculo estructural - caso 1	61
4.8.4.	Cálculo estructural - caso 2	64
4.8.5.	Cálculo estructural - caso 3	67
4.9.	Diseño de Conexiones	70
4.9.1.	Conexiones para el Caso 1	71
4.9.2.	Conexiones para el Caso 2	75
4.9.3.	Conexiones para el Caso 3	80
4.10.	Análisis de Costos	89
4.10.1.	Costos totales para el Caso 1	90
4.10.2.	Costos totales para el Caso 2	91
4.10.3.	Costos totales para el Caso 3	92
5.	Resultados y discusión	92
6.	Conclusiones	96
7.	Recomendaciones	99
8.	Referencias	100
9.	Anexos	103

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM.	23
Tabla 2.	Propiedades del Acero ASTM A36.	24
Tabla 3.	Propiedades del Acero ASTM A36.	24
Tabla 4.	Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	25
Tabla 5.	Condición de diseño método ASD.	29
Tabla 6.	Condición de diseño método LRFD.	29
Tabla 7.	Tabla de combinaciones método LRFD y ASD.	31
Tabla 8.	Información inicial del proyecto.	35
Tabla 9.	Comparación de las alternativas	47
Tabla 10.	Variables para el espectro sísmico según NEC-SE-DS.	48
Tabla 11.	Valores que intervienen en la carga muerta.	51
Tabla 12.	Compilación de Cargas	54
Tabla 13.	Combinaciones LRFD – NEC.	55
Tabla 14.	Cargas Distribuidas- Equivalentes-Lineal.	56
Tabla 15.	Puntualización Carga Sismo.	57
Tabla 16.	Perfiles empleados en vigas.	58
Tabla 17.	Perfiles empleados en columnas.	59
Tabla 18.	Peso del pórtico – Caso 1.	61
Tabla 19.	Peso del pórtico – Caso 2.	64
Tabla 20.	Peso del pórtico – Caso 3.	67
Tabla 21.	Análisis de Costos Pórtico – Caso 1.	90
Tabla 22.	Análisis de Costos – Caso 2.	91
Tabla 23.	Análisis de Costos – Caso 3.	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM.....	23
Figura 2.	Zonas sísmicas y valor del factor de zona Z en Ecuador.....	25
Figura 3.	Representación gráfica de una viga IPE en los dos métodos.....	28
Figura 4.	Plano Arquitectónico departamentos simétricos.	33
Figura 5.	Distribución de la planta (Acotación en metros m).	34
Figura 6.	Vista lateral (Acotación en metros m).....	34
Figura 7.	Sistema de Pórticos.	36
Figura 8.	Falla por carga excesiva pórticos.....	36
Figura 9.	Sistemas de arriostramiento.	37
Figura 10.	Sistemas de arriostramiento.	39
Figura 11.	Ejemplo de una conexión rígida.	41
Figura 12.	Ejemplo de secciones de viga reducidas.	43
Figura 13.	Ejemplo de un arriostramiento excéntrico tipo fusible.	45
Figura 14.	Ejemplo de un arriostramiento excéntrico.	46
Figura 15.	Ejemplo de límite de fluencia arriostramiento excéntrico.....	46
Figura 16.	Espectros Elásticos de Diseño.....	49
Figura 17.	Espectro elástico e inelástico de la estructura.....	51
Figura 18.	Área Tributaria Sección D.	55
Figura 19.	Ejemplo Distribución de las Fuerzas Sísmicas.	56
Figura 20.	Pórtico (D) en frames con apoyos fijos.....	58
Figura 21.	Pórtico (D) asignado los perfiles.....	59
Figura 22.	Pórtico (D) deformado en Sap2000.....	60
Figura 23.	Check Structure Sap2000 – Caso 1.....	62
Figura 24.	Esfuerzo combinación 2 Sap2000 – Caso 1.	62
Figura 25.	Esfuerzo combinación 5 Sap2000 – Caso 1.	63
Figura 26.	Configuración de nodos Sap2000 – Caso 1.	63
Figura 27.	Cálculo Derivas en Excel – Caso 1.....	64
Figura 28.	Check Structure Sap2000 – Caso 2.....	65
Figura 29.	Esfuerzo combinación 2 Sap2000 – Caso 2.	65
Figura 30.	Esfuerzo combinación 5 Sap2000 – Caso 2.	66
Figura 31.	Configuración de nodos Sap2000 – Caso 2.	66
Figura 32.	Cálculo Derivas en Excel – Caso 2.....	67

Figura 33.	Check Structure Sap2000 – Caso 3.....	68
Figura 34.	Esfuerzo combinación 2 Sap2000 – Caso 3.	68
Figura 35.	Esfuerzo combinación 5 Sap2000 – Caso 3.	69
Figura 36.	Configuración de nodos Sap2000 – Caso 3.	69
Figura 37.	Cálculo Derivas en Excel – Caso 3.....	70
Figura 38.	Ejemplo de conexión a momento IdeaStatiCa.	70
Figura 39.	Conexión placa base – Caso 1.....	71
Figura 40.	Tensión Equivalente conexión placa base – Caso 1.	71
Figura 41.	Tensión Hormigón conexión placa base – Caso 1.	72
Figura 42.	Conexión viga-columna interna– Caso 1.	72
Figura 43.	Tensión Equivalente conexión viga-columna interna – Caso 1.....	73
Figura 44.	Tensión de Contacto conexión viga-columna interna – Caso 1.	73
Figura 45.	Conexión viga-columna externa– Caso 1.	74
Figura 46.	Tensión Equivalente conexión viga-columna externa – Caso 1.	74
Figura 47.	Tensión de Contacto conexión viga-columna externa – Caso 1.....	75
Figura 48.	Conexión placa base – Caso 2.....	75
Figura 49.	Tensión Equivalente conexión placa base – Caso 2.	76
Figura 50.	Tensión Hormigón conexión placa base – Caso 2.	76
Figura 51.	Conexión viga-columna interna– Caso 2.	77
Figura 52.	Tensión Equivalente conexión viga-columna interna – Caso 2.....	77
Figura 53.	Tensión de Contacto conexión viga-columna interna – Caso 2.	78
Figura 54.	Conexión viga-columna externa– Caso 2.	78
Figura 55.	Tensión Equivalente conexión viga-columna externa – Caso 2.	79
Figura 56.	Tensión de Contacto conexión viga-columna externa – Caso 2.....	79
Figura 57.	Conexión placa base – Caso 3.....	80
Figura 58.	Tensión Equivalente conexión placa base – Caso 3.	80
Figura 59.	Tensión Hormigón conexión placa base – Caso 3.	81
Figura 60.	Conexión placa base con riostra – Caso 3.	81
Figura 61.	Tensión Equivalente conexión placa base con riostra– Caso 3.....	82
Figura 62.	Tensión Hormigón conexión placa base con riostra – Caso 3.....	82
Figura 63.	Conexión viga-columna interna– Caso 3.	83
Figura 64.	Tensión Equivalente conexión viga-columna interna – Caso 3.....	83
Figura 65.	Tensión de Contacto conexión viga-columna interna – Caso 3.	84
Figura 66.	Conexión viga- riostra – Caso 3.	84
Figura 67.	Tensión Equivalente conexión viga- riostra – Caso 3.	85

Figura 68.	Tensión de Contacto conexión viga- riostra – Caso 3.	85
Figura 69.	Conexión viga-columna externa– Caso 3.	86
Figura 70.	Tensión Equivalente conexión viga-columna externa – Caso 3.	86
Figura 71.	Tensión de Contacto conexión viga-columna externa – Caso 3.....	87
Figura 72.	Conexión viga-columna externa con riostra– Caso 3.....	87
Figura 73.	Tensión Equivalente viga-columna externa con riostra – Caso 3.....	88
Figura 74.	Tensión de Contacto viga-columna externa con riostra – Caso 3.....	88
Figura 75.	Selección de alternativa Caso 3.....	95

DISEÑO DE UN PÓRTICO
PLANO METÁLICO PARA
EDIFICACIONES
RESIDENCIALES, UBICADAS EN
LA SIERRA CENTRO DE
ECUADOR MEDIANTE EL USO
DE SOFTWARE ESPECIALIZADO

AUTOR

SEBASTIÁN RAÚL GAVILANES MARTÍNEZ

RESUMEN

El presente documento se desarrolla en la sierra centro del Ecuador, donde las edificaciones metálicas están en crecimiento, pero en zonas de alta demanda sísmica se considera conceptos, diseños y simulaciones que aseguren el correcto funcionamiento de las edificaciones durante su vida útil, para lo cual el diseño en softwares especializados ayuda a que el análisis sea preciso y cercano a la realidad nacional.

Se emplea softwares, los cuales son herramientas que se la utilizan para calcular, dimensionar, diseñar y simular pórticos planos, siendo de vital importancia para los ingenieros que desarrollen análisis estructurales, los softwares empleados en esta investigación son el SAP2000 y el IdeStatiCa, cada uno con sus funciones específicas que en conjunto mejoran el tiempo y reducen costos tanto computacionales, como de materiales de construcción.

Se evalúan tres diferentes casos, desde la perspectiva arquitectónica es el pórtico D, el cual soporta la mayor cantidad de las cargas tanto distribuidas como puntuales de la estructura, cada caso posee sus virtudes como limitaciones, pero el análisis exhaustivo de los tres y compararlos, da una gama de opciones donde el ingeniero a cargo del diseño toma la mejor alternativa en función de normas, costo-beneficio, resiliencia y seguridad estructural.

Se integra en los elementos estructurales la riostra, es un elemento que conecta vigas y columnas transversalmente asegurando la rigidez y continuidad, la cual permite hacer configuraciones como el caso tres, siendo el mejor considerando la resistencia a movimientos telúricos que son recurrentes en Ecuador.

Palabras clave:

Pórtico, Acero, Riostra, Sismo, NEC, AISI, Software.

ABSTRACT

This document was developed in the central highlands of Ecuador, where metal buildings are on the rise, but in areas with high seismic demand, concepts, designs, and simulations are considered to ensure the proper functioning of buildings during their useful life. To this end, specialized software design helps to make the analysis accurate and close to the national reality.

Software is used as a tool to calculate, dimension, design, and simulate flat frames, which is of vital importance for engineers who perform structural analyses. The software used in this research is SAP2000 and IdeStatiCa, each with its specific functions that together improve time and reduce both computational and construction material costs.

Three different cases are evaluated. From an architectural perspective, it is portico D, which supports most of the distributed and point loads of the structure. Each case has its advantages and limitations, but a thorough analysis and comparison of the three gives us a range of options from which the engineer in charge of the design can choose the best alternative based on standards, cost-benefit, resilience, and structural safety.

The brace is integrated into the structural elements. It is an element that connects beams and columns transversally, ensuring rigidity and continuity, which allows us to make configurations such as case three, which is the best considering the resistance to seismic movements that are recurrent in Ecuador.

Keywords:

Archway, Steel, Brace, Strut, NEC, AISI, Software.

1. INTRODUCCIÓN

Este proyecto se centra en la sierra centro de Ecuador, donde las edificaciones metálicas residenciales enfrentan dificultades debido a las condiciones sísmicas y climáticas propias de la región. La necesidad de que las estructuras soporten condiciones extremas es importante para garantizar la seguridad y durabilidad de las viviendas. Sin embargo, la implementación de pórticos planos metálicos, los mismos que tienen varias ventajas como la resistencia y flexibilidad, no ha sido totalmente acogidas en Ecuador ya sea por desconocimiento o falta de profesionales que cumplan los requisitos de construcción impuestos por la NEC.

Para el diseño y análisis de los pórticos planos metálicos se debe emplear un software especializado donde es vital conocer su interfaz y la practicidad para aplicar códigos nacionales e internacionales. El software permite simular para posteriormente evaluar el comportamiento estructural bajo diversas condiciones y cargas en diferentes tipos de materiales empleados para la industria de la construcción, los mismos que se especifican en la NEC. La falta de estudios relevantes y aplicaciones prácticas en la región central de Ecuador mitiga la aplicación y la confianza en estas soluciones estructurales.

Se plantea este proyecto integral el cual tiene como objetivo desarrollar un diseño optimizado de un pórtico plano metálico para edificaciones residenciales en la zona sierra centro de Ecuador, empleando herramientas de software avanzado. Se busca originar una solución técnica que no solo cumpla con los requisitos de seguridad y normatividad impuestos por la NEC, sino que también sea viable económicamente y adaptable a las necesidades locales. El desarrollo de este diseño contribuirá a mejorar la infraestructura residencial y aumentar la resiliencia de las edificaciones frente a eventos sísmicos y climáticos.

2. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

2.1. ANTECEDENTES

Diseñar estructuras en zonas sísmicamente activas no es simplemente resolver un conjunto de ecuaciones, es tener una sincronía donde cada elemento estructural debe anticipar y resistir el movimiento telúrico. En esta danza de fuerzas invisibles, el ingeniero estructural se convierte en un intérprete de la naturaleza, obligado a conjugar el conocimiento técnico con la comprensión profunda de los materiales, el entorno geográfico y normativo. Este desafío es evidente en la sierra centro del Ecuador, donde la amenaza sísmica es constante y las condiciones topográficas añaden un grado de complejidad adicional.

Mientras algunas regiones del mundo diseñan para la nieve o el viento, en el Ecuador se diseña para prever el temblor inminente. La NEC-15 se emplea como un manual de navegación frente a este riesgo latente [1]. Específicamente, el capítulo NEC-SE-AC, centrado en el análisis y diseño estructural sismo-resistente, proporciona parámetros precisos para que las edificaciones enfrenten terremotos sin comprometer la vida de sus ocupantes. Su aplicación no es opcional, por el contrario, un requisito técnico y ético [2].

Dentro de este contexto, los pórticos planos metálicos emergen como una solución versátil y eficaz. A diferencia de los sistemas convencionales de hormigón armado, estos ofrecen una mayor relación resistencia/peso, facilidad de fabricación modular y tiempos de ejecución más cortos. Es decir, si el hormigón armado es una fortaleza impenetrable pero pesada, el acero es una espada liviana pero igualmente eficaz. La comparación no es trivial, muchas veces se desprecia el uso del acero estructural en edificaciones residenciales por la falsa percepción de su elevado costo. Sin embargo, diversos estudios demuestran que el diseño optimizado mediante software especializado puede reducir significativamente el volumen de acero requerido, logrando así un balance favorable entre costo, eficiencia y seguridad [3].

El uso de herramientas de modelado y análisis estructural asistido por computadora (CAE) ha revolucionado la forma en que se conciben y validan las estructuras. Programas como ETABS, SAP2000 y Robot Structural Analysis permiten simular el comportamiento de un pórtico ante diversas combinaciones de carga, peso propio, sobrecargas, viento y sismo todo en función de modelos matemáticos complejos, pero altamente confiables. Es como tener un laboratorio estructural virtual que permite anticipar fallas antes de que ocurran en la vida real.

Antes de simular, se debe conocer todo el contexto. El contexto ecuatoriano está marcado por su diversidad sísmica, registrada por organismos como el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN), el cual reporta que las provincias de Tungurahua, Cotopaxi y Chimborazo presentan una alta peligrosidad sísmica debido a la interacción de placas tectónicas como la Nazca y la Sudamericana [4]. Esta realidad exige que cada diseño estructural parta del análisis de los parámetros sísmicos zonales, como el coeficiente de aceleración espectral, la categoría del suelo, y los factores de importancia sísmica.

Por otro lado, no basta con cumplir las normas: cumplir no siempre es sinónimo de optimizar. Aquí surge una clave en ingeniería: la seguridad estructural no debe ir en contra del uso racional de los recursos. Se trata de encontrar una síntesis entre normatividad y eficiencia, entre sobredimensionamiento y colapso potencial. Este equilibrio se logra mediante la comparación de distintas configuraciones estructurales, evaluación de los desplazamientos máximos, demanda de esfuerzos, y análisis de costos, todo dentro del mismo entorno de simulación.

Múltiples investigaciones respaldan la viabilidad técnica del uso de pórticos planos de acero en zonas sísmicas, especialmente cuando se emplean modelos de análisis dinámico espectral y diseño por desempeño. En un estudio realizado por Herrera y Pérez, se demostró que los pórticos metálicos con uniones rígidas diseñadas adecuadamente pueden disipar una gran cantidad de energía sísmica, cumpliendo con los requisitos de ductilidad establecidos por normativas latinoamericanas, esto se demostró bajo cálculos e investigaciones desarrolladas en su tesis [5].

2.2. JUSTIFICACIÓN

El uso de software especializado en el diseño estructural garantiza la seguridad y la integridad estructural de las edificaciones en regiones propensas a terremotos es el caso de Ecuador como país andino. Los pórticos planos, son las estructuras más empleadas en edificaciones metálicas, están diseñadas para soportar las cargas establecidas por los métodos de la NEC y respecto a las fuerzas sísmicas, estas pueden variar significativamente según la ubicación geográfica [6]. La capacidad de una estructura para absorber y disipar la energía sísmica es crucial para prevenir colapsos y minimizar daños.

Entre sus ventajas esta puede adaptarse a las variaciones de demanda sísmica según la ubicación geográfica, la implementación de estas herramientas ofrece alta precisión en el modelado y simulación de escenarios sísmicos, optimización del diseño para maximizar seguridad, eficiencia y disminuyendo costos en el uso de materiales, se destaca su versatilidad para ajustarse a normativas nacionales e internacionales.

En el ámbito académico, permiten una formación práctica y analítica de futuros ingenieros, potenciando así la capacidad de toma de decisiones fundamentadas en diferentes análisis, este enfoque impulsa la innovación y el desarrollo de nuevas metodologías, optimiza los materiales y favorece la construcción de infraestructuras más seguras, resilientes y duraderas, estas causan seguridad a las personas que van a ser uso de estas edificaciones.

Hablando acerca de la economía se destaca que los costos asociados a reparaciones post-sísmicas se reducen considerablemente, mejorando la protección de vidas y bienes, en el contexto de la sierra centro del Ecuador [4], este estudio constituye una base técnica sólida para investigaciones posteriores y para la integración de herramientas tecnológicas avanzadas en el diseño sísmico de pórticos planos, respondiendo a los desafíos estructurales y normativos de la construcción en zonas sísmicas.

2.3. OBJETIVOS

2.3.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar un pórtico plano metálico para edificaciones residenciales ubicadas en la sierra centro de Ecuador mediante el uso de software especializado.

2.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar las características sísmicas de las diferentes zonas de Ecuador para obtener parámetros de diseño según la norma ecuatoriana de la construcción.

Diseñar pórticos planos para edificaciones de hasta 4 niveles que cumplan los parámetros establecidos por la NEC-15 y NEC-SE-AC.

Simular el comportamiento estructural del pórtico plano bajo diferentes combinaciones de carga utilizando software especializado.

Evaluar el diseño del pórtico plano mediante la comparación de las diversas configuraciones, priorizando un balance entre costo, eficiencia y seguridad estructural.

3. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

El diseño de pórticos planos metálicos consiste en la determinación y dimensionamiento de los elementos estructurales, estos conforman un marco rígido de acero el cual resiste cargas verticales y horizontales, para edificaciones residenciales en la sierra centro de Ecuador es un tema de gran relevancia en el campo de la construcción debido a las características sísmicas de la región. En las primeras etapas surge la utilización de software especializado en el diseño estructural permite optimizar los recursos y mejorar la seguridad y eficiencia de las construcciones. Para el desarrollo de este trabajo de titulación se desglosa el marco teórico en diversos subtemas con sus respectivas características, todo esto es necesario puesto a que sirve como base teórica de entendimiento para el proyecto.

3.1. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

3.1.1. VIGAS

Es un elemento estructural horizontal diseñado para resistir principalmente esfuerzos de flexión y cortante. Transfiere las cargas verticales hacia columnas o muros estructurales, se dividen en vigas principales y secundarias usualmente se fabrican con perfiles laminados (IPE, H, canal) o vigas armadas soldadas. Según la NEC-SE-DS, 2015, las vigas deben verificarse para cargas de servicio y resistencia última [7].

3.1.2. COLUMNA

Es un elemento estructural vertical cuya función principal es transmitir cargas axiales y momentos hacia la cimentación o donde se encuentren las zapatas. En acero estructural, suelen usarse perfiles H, W o tubulares estos pueden ser compuestas confinando hormigón. El diseño de las columnas debe considerar pandeo, interacción axial-flexión y esbeltez, según NEC y AISC 360-16 [8].

3.1.3. PLACA BASE

Son placas de acero colocadas en la base de las columnas para distribuir las cargas hacia la zapata y permitir la conexión por pernos de anclaje, esta placa esta soldada a la columna formando un solo elemento. Su dimensionamiento considera compresión en el concreto y esfuerzos en la placa, según AISC Design Guide 1 [9].

3.1.4. ZAPATAS

Son elementos de cimentación que transmiten las cargas de las columnas hacia el suelo, estas pueden ser aisladas para cargas puntuales o corridas para muros estructurales. En pórticos metálicos, las zapatas suelen ser de hormigón armado, diseñadas según NEC-SE-GC y la capacidad portante del suelo [10].

3.1.5. CONEXIONES

Se define como uniones entre elementos estructurales, diseñadas para transferir cargas las mismas que pueden ser axiales, cortantes y momentos. Existen varios tipos los más empleados en la industria metalmeccánica son atornilladas y soldadas. El diseño se rige por la AISC 360 y la NEC-SE-DS [7].

3.1.6. PLACA COLABORANTE

Lámina de acero perfilada que actúa como base para encofrado, pasa desapercibido, trabaja en conjunto con la losa de hormigón, mejorando la resistencia y rigidez del sistema de entrepiso. Debe cumplir con las especificaciones del fabricante y diseño del Steel Deck Institute (SDI, por sus siglas en inglés) [11].

3.1.7. ESTRUCTURAS METÁLICAS

Las estructuras metálicas tienen excelente relación resistencia-peso, elevada ductilidad, prefabricación precisa y montaje ágil. El acero estructural posee un comportamiento predecible en régimen elasto-plástico siempre que se cumplan los requisitos de calidad y normativas apropiadas. La NEC-SE-AC en Ecuador establece requisitos de estabilidad, esbeltez, soldabilidad y ductilidad compatibles con estándares como AISC 360 y AISC 341 [12].

3.1.8. PÓRTICO PLANO METÁLICO

Un pórtico plano metálico es una estructura bidimensional compuesta por vigas y columnas unidas rígidamente en sus conexiones o nudos, está diseñada para resistir cargas verticales y laterales mediante la transferencia de momentos. La rigidez rotacional de los nudos permite redistribuir esfuerzos siendo indispensable para disipar energía sísmica, esto favorece su desempeño frente a movimientos telúricos. En Ecuador, su diseño está respaldado por la NEC-SE-AC que habla de Estructuras de Acero y la NEC-SE-DS que trata de Diseño Sismo Resistente, que regulan desde materiales hasta análisis y conexiones, los mismos que son compilados de normas americanas de la construcción tales como American Iron and Steel Institute (AISI, por sus siglas en inglés) y American Welding Society (AWS, por sus siglas en inglés) entre otras [13].

3.1.9. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural es el proceso para planificar, dimensionar y dar forma a estructuras para garantizando su estabilidad, resistencia y seguridad, especialmente bajo diferentes cargas. Implica considerar factores como la forma, los materiales, las cargas aplicadas y la interacción entre ellos para crear una estructura que funcione de manera segura y eficiente a lo largo de su vida útil, estas definiciones están estrechamente ligadas al diseño como la determinación de cargas estas pueden ser muertas, vivas, climáticas y sísmicas, están enlistadas en la NEC-SE-CG y NEC-SE-DS [7]. El análisis estructural permite reconocer los diferentes criterios como: elástico estático, modal/espectral, no lineal, tiempo-historia. El dimensionamiento de miembros según NEC-SE-AC se desarrolla bajo los dos métodos LRFD y ASD, los cuales ayudan con la verificación de estados límite últimos a flexión, corte, pandeo [13]. Para el chequeo de servicio aplicando las cargas se busca tener el control de flechas, deriva, vibración y confort. Para un diseño sísmico basado en capacidad se toma en cuenta los criterios de ductilidad, jerarquía de resistencia, sobre resistencia y comportamiento dúctil, siendo así la parte que engloba a los conocimientos fundamentales previamente mencionados, con el fin de una mejor comprensión para su posterior desarrollo en el trabajo.

3.2. MATERIALES

3.2.1. ACERO ESTRUCTURAL

Esta clase de acero es muy demandado en la industria, presenta mayor resistencia, rigidez y alta ductilidad, siendo estas las principales ventajas al momento de fabricar estructuras sismorresistentes, destacando su ductilidad ya que esta propiedad mecánica se encarga de soportar deformaciones sin alterar su resistencia [14]. Al momento del diseño, los parámetros fundamentales son la tensión mínima de fluencia (F_y) y la resistencia última a la tracción (F_u). Los aceros convencionales poseen menor resistencia, pero mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia son menos dúctiles, como se muestra en la figura 1.

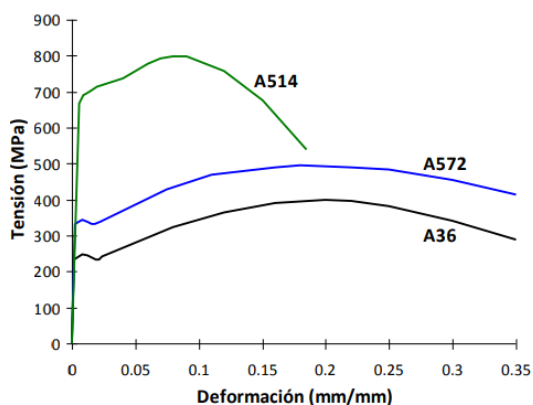


Figura 1. Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM.

Por esto, en las especificaciones sísmicas impuestas en la ANSI/AISC 341-10 limitan el F_y a 345 MPa , en elementos con comportamiento inelástico y a 380 MPa , en sistemas con ductilidad limitada. En la comparación de tensión-deformación para los aceros más empleados en el ámbito de la construcción [15] y en la Tabla 1 se visualiza las propiedades mecánicas de los aceros empleados en Ecuador.

Tabla 1. Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM.

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia	Resistencia a la Tensión
	(F_y) (ksi)	(F_u) (ksi)
ASTM A36	36	58 - 80
ASTM A572 Gr50	50	65
ASTM A588 Gr50	50	70

3.2.2. ACERO ASTM A36

Se establece las propiedades del Acero ASTM A36 en base a sus características mecánicas información de ASTM A36/A36M [8].

Tabla 2. Propiedades del Acero ASTM A36.

Especificación ASTM	% Carbono	Densidad (g/cm^3)	Esfuerzo de Fluencia (F_y) (ksi)	Resistencia a la Tensión (F_u)(ksi)	k (m)
ASTM A36	0,25 – 0,29	7,85	36	58 - 80	20% en 0,2

Características:

- **Ventajas:** Buena soldabilidad, bajo costo, amplia disponibilidad.
- **Limitaciones:** Resistencia mecánica moderada, no diseñado para altas sollicitaciones ni entornos extremadamente corrosivos sin protección.
- **Soldabilidad:** Excelente, no requiere precalentamiento para espesores menores a 25 mm [16].

3.2.3. ACERO ASTM A572 GRADO 50

Se establece las propiedades del Acero ASTM A572 Gr. 50 en base a sus características mecánicas información de ASTM A36/A36M [8].

Tabla 3. Propiedades del Acero ASTM A36.

Especificación ASTM	% Carbono	Densidad (g/cm^3)	Esfuerzo de Fluencia (F_y) (ksi)	Resistencia a la Tensión (F_u)(ksi)	k (m)
ASTM A572 Gr.50	0,23	7,85	50	65 - 90	18 % en 0,2

Características:

- **Ventajas:** Alta resistencia mecánica, buena soldabilidad y tenacidad.
- **Limitaciones:** Puede requerir precalentamiento en espesores altos o en climas fríos, por su mayor resistencia, endurecimiento rápido[17].
- **Soldabilidad:** Generalmente buena, pero debido a su límite elástico más alto y mayor carbono equivalente, se evalúa la necesidad de preheat [16].

3.3. INFORMACIÓN GEOGRÁFICA Y SÍSMICA

3.3.1. SIERRA CENTRO DEL ECUADOR

Su geografía se ve delimitada por la cordillera de los Andes, está comprendida por ciudades principales como Ambato, Riobamba y Latacunga, siendo las capitales de sus respectivas provincias Tungurahua, Chimborazo y Cotopaxi, estas están ubicadas a altitudes entre 2500 y 3500 msnm. Presentan dos clases de climas templado-frío y frío-húmedo en los páramos, están expuestas a una amenaza sísmica alta, su zona sísmica es 5 (V), según los mapas oficiales de la NEC representado en la Figura 2. Es indispensable realizar evaluación geotécnica adecuada y clasificar el sitio para la correcta generación del espectro de diseño, los valores se representan con (Z) en la Tabla 2 [18].

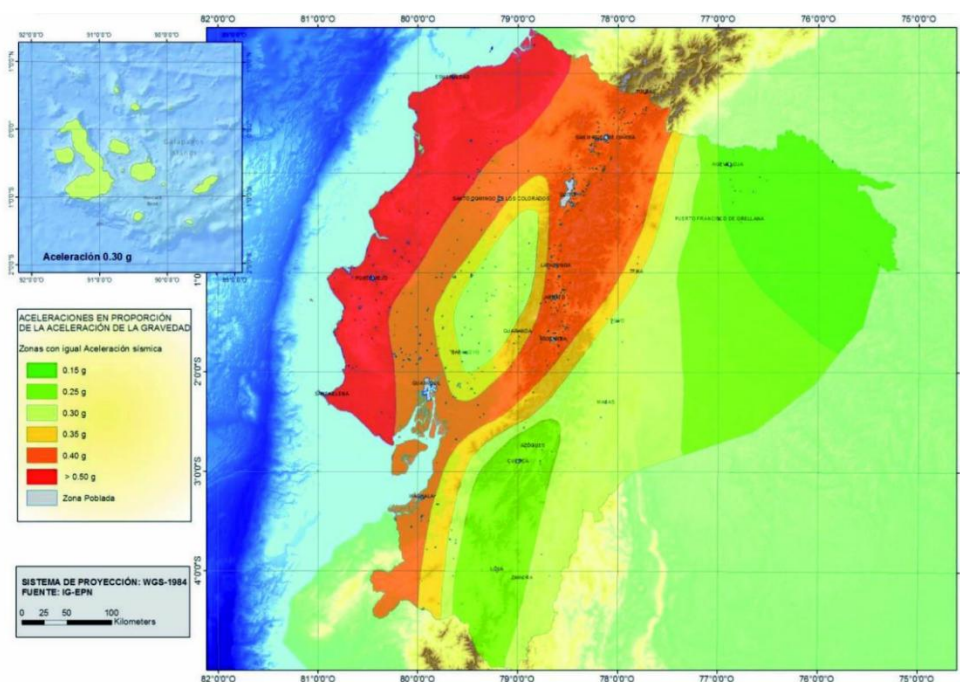


Figura 2. Zonas sísmicas y valor del factor de zona Z en Ecuador.

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

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

3.3.1. SIERRA CENTRO DEL ECUADOR

Ecuador está en una zona montañosa conocida como la cordillera de los Andes, las placas involucradas son la de Nazca y la Sudamericana siendo la oceánica y continental respectivamente, la subducción de ambas genera zonas de alta sismicidad [19]. La NEC-SE-DS define los niveles de peligro, factores espectrales, y los valores de factor de comportamiento (R), según sistema estructural. Los pórticos metálicos deben diseñarse para responder con ductilidad, empleando conexiones adecuadas y limitando colapsos por fragilidad.

3.4. NORMATIVAS Y REGLAMENTOS APLICABLES

3.4.1. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, compila una serie de normativas, de obligatorio cumplimiento a nivel nacional, aquí se establecen los requisitos mínimos de seguridad y calidad que deben cumplir las edificaciones, en todas las etapas del proceso constructivo, a continuación, se detalla los capítulos más empleados en la construcción de estructuras metálicas.

- **NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)**, este capítulo habla acerca de cargas muertas, vivas, climáticas, combinaciones LRFD/ASD [20].
- **NEC-SE-DS: Peligro Sísmico parte (1,2,3,4)**, este capítulo habla acerca de la peligrosidad sísmica, los espectros, control de derivas y métodos de análisis tanto estático como dinámico [18].
- **NEC-SE-AC: Estructuras de Acero**, este capítulo habla acerca de los requisitos del acero estructural para el montaje de estructuras como propiedades, esbeltez, estabilidad, soldabilidad, interacción [13].
- **NEC-SE-VIVIENDA**: está simplificado para viviendas bajo ciertas condiciones, en este caso sirve como guía, pero no es estricta debido a sus limitaciones.

Adicional a los capítulos, existen las “Guías Prácticas de Diseño de Conformidad con la NEC–15”, en estas se habla acerca de estructuras de acero y estudios geotécnicos y trabajos de cimentación, que permiten ampliar el conocimiento siguiendo estos lineamientos [1].

3.4.2. NORMAS INTERNACIONALES COMPLEMENTARIAS

La NEC, compila una serie de normativas internacionales las cuales son la fundamentación teórica, la norma acerca esos parámetros a la realidad ecuatoriana o en este caso su región sierra.

- **AISC 360-22:** Esta normativa posee criterios de resistencia y estados límite en estructuras de acero[8].
- **AISC 341-22:** Aquí se encuentran disposiciones sísmicas, conexiones, detallado dúctil, jerarquía estructural [21].
- **ASCE 7:** Se evidencia las cargas mínimas (viento, sismo, nieve), útil como referencia conceptual [22].
- **AWS D1.1/D1.1M:2015.** Este código define los requisitos para materiales, diseño, soldadura, inspección y calificación de soldadores y procedimientos de soldadura [16].

3.5. TIPOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.5.1. ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL ESTÁTICO

Es un método de análisis estructural que toma como base un comportamiento lineal y elástico del acero, bajo cargas estáticas. Este método es útil para predimensionar y verificar cargas no sísmicas. En los sismos, parte del método de fuerza lateral equivalente, este es aceptable si se cumplen restricciones en regularidad y altura de la edificación [23].

3.5.1. ANÁLISIS MODAL / ESPECTRAL DINÁMICO

Método que sirve para analizar la respuesta dinámica de estructuras, especialmente de sismos, se evalúa el comportamiento de la estructura en sus diferentes modos de vibración. El análisis espectral utiliza el espectro sísmico para calcular esfuerzos y derivas combinado por Suma de Cuadrados de las Raíces (SRSS, por sus siglas en inglés) o el Cuadrado Completo Combinado (CQC, por sus siglas en inglés) [23].

3.5.1. ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA.

Es una herramienta demandada en ingeniería estructural para evaluar el comportamiento de edificios bajo cargas sísmicas, especialmente cuando estas exceden el rango elástico del material. Es un método que permite la valuación avanzada del rendimiento real. Modela la plasticidad y mecanismos de falla, apoyando el diseño por capacidad conforme AISC 341 [23].

3.6. MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

En Ecuador, la NEC regula los criterios de cálculo, materiales, cargas y combinaciones aplicables, sus capítulos se basan en estándares internacionales como AISC 360, ASCE 7 y ACI 318. Para estructuras metálicas, la NEC contempla dos métodos principales de diseño: Diseño por Esfuerzo Admisible (ASD, por sus siglas en inglés) y Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés) [20]. Las combinaciones de carga deben integrar acciones permanentes, variables y accidentales, incluyendo las sísmicas, conforme a lo indicado en las secciones NEC-SE-CG y NEC-SE-DS, en la figura 3 se representa gráficamente la diferencia entre métodos.

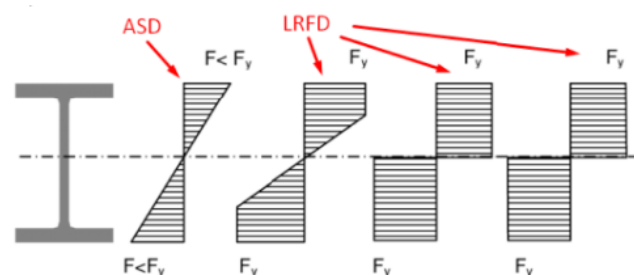


Figura 3. Representación gráfica de una viga IPE en los dos métodos.

3.6.1. MÉTODO ASD

El método ASD evalúa que los esfuerzos reales bajo solicitaciones o cargas de servicio no superen el esfuerzo admisible del material, calculado a partir del límite de fluencia F_y del acero dividido por un factor de seguridad global [24]. La condición de diseño para este método se expresa en la tabla 5:

Tabla 5. Condición de diseño método ASD.

$\sigma_{act} \leq \sigma_{adm}$	$\sigma_{adm} = \frac{F_y}{FS}$
----------------------------------	---------------------------------

Donde:

- σ_{act} = Esfuerzo calculado con cargas de servicio
- F_y = Límite de fluencia del material
- FS = Factor de seguridad (varía de 1.5 a 2, según la norma)

3.6.2. MÉTODO LRFD

El método LRFD se enfoca en ajustar las cargas nominales mediante factores de carga (γ) con mayoración y reduce la resistencia nominal (ϕ) mediante factores de reducción, considera de forma independiente la variabilidad de las acciones y de la capacidad. Es el método preferente en la NEC para estructuras de acero por su eficiencia y optimización de material [24]. La condición de diseño para este método se expresa en la tabla 6:

Tabla 6. Condición de diseño método LRFD.

$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$

Donde:

- Q_i = Cargas Nominales (Peso Propio, Sobrecarga, Viento, Sismo, etc.)
- γ_i = Factor de mayoración para cada carga
- R_n = Resistencia Nominal
- ϕ = Factor de reducción de resistencia (Menor que 1)

3.6.3. CARGAS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

La información de cargas que se mencionan a continuación está presente en la NEC, considerando su misma nomenclatura, características y definiciones de cada una en específico [5].

Cargas permanentes o muertas (D): Son aquellas que actúan de forma constante durante toda la vida útil de la estructura [5].

- Peso propio de elementos estructurales (acero, concreto, etc.).
- Peso de elementos no estructurales fijos (revestimientos, equipos fijos).
- Empujes permanentes de tierra o líquidos.

Cargas variables o vivas (L): Son aquellas que varían en el tiempo [5].

- Sobrecargas de uso (personas, mobiliario, almacenamiento).
- Cargas móviles en puentes grúa o equipos.
- Sobrecargas reducidas para áreas de baja ocupación según NEC.

Carga de viento (W)

- Determinada según NEC-SE-CG y basada en velocidad del viento.
- Depende de la categoría de exposición, altura y forma de la estructura.
- Puede actuar en direcciones opuestas y requiere verificación de succión.

Carga sísmica (E)

- Determinada según NEC-SE-DS y la zonificación sísmica del Ecuador.
- Incluye efectos de fuerzas inerciales horizontales y verticales.
- Depende de la masa de la estructura, categoría de uso y tipo de suelo.

Cargas de nieve o granizo (S)

- En ciertas zonas de altura, consideradas según NEC y ASCE 7.

Cargas de temperatura (T)

- Dilataciones y contracciones térmicas que inducen esfuerzos.
- Especialmente relevantes en estructuras metálicas expuestas.

3.6.4. COMBINACIONES DE CARGAS SEGÚN LOS MÉTODOS ASD Y LRFD

Los métodos se definen como un compilado de diferentes tipos de cargas que actúan sobre una estructura, estas están multiplicadas por factores de seguridad, para evaluar la resistencia y estabilidad. Estas combinaciones se realizan para asegurar que la estructura pueda soportar todas las posibles situaciones de carga que pueda experimentar durante su vida útil [24].

En la tabla 7, se presenta un resumen de combinaciones para ambos métodos, para LRFD: Load and Resistance Factor Design que significa Diseño por Factores de Carga y Resistencia a su vez ASD: Allowable Stress Design que significa Diseño por Esfuerzos Admisibles, los dos términos provienen de códigos estadounidenses [24].

Tabla 7. Tabla de combinaciones método LRFD y ASD.

Método LRFD	Método ASD
1.4D	<i>D</i>
1.2D + 1.6L + 0.5(L_R/S/R)	<i>D + L</i>
1.2D + 1.6(L_R/S/R) + L o 0.5W	<i>D + (L_r/S/R)</i>
1.2D + W + L + 0.5(L_R/S/R)	<i>D + 0.75L + 0.75(L_r/S/R)</i>
1.2D + 1E + L + 0.2S	<i>D + 0.6W</i>
0.9D + W	<i>D + 0.7E</i>
0.9D + E	

El método LRFD optimiza el uso del acero estructural, mejorando la relación costo beneficio, es el método que actualmente se emplea, puesto que el ASD es conservador por ser más antiguo. En zonas de alta sismicidad como la sierra centro del Ecuador como es el caso de este proyecto, la NEC recomienda el método LRFD para el análisis de los elementos principales [20].

3.7. SOFTWARE ESPECIALIZADO SAP2000

3.7.1. CARACTERÍSTICAS DE SAP2000

El software que se empleará será SAP2000, este posee una interfaz intuitiva y practicidad en el diseño, a continuación, se detallan características de este:

- Software integral es muy útil para modelado, análisis ya sea estático, modal, dinámico, no lineal, todo en función a un excelente diseño estructural.
- Posee bases de datos de materiales, además estos pueden ser modificados, se ajusta a normativas como aceros conformes a NEC.
- En la asignación de solicitaciones permite aplicar cargas: muertas, vivas, viento, sismo y genera combinaciones automáticas definiendo el método.
- Ofrece varios tipos análisis estructural, tanto en estática como en dinámica y cargas sísmicas con espectro propio.
- Está en la capacidad de producir gráficos de desplazamientos, modos, esfuerzos y permite exportar tablas para mejor manejo de datos.

3.7.2. VENTAJAS EN EL DISEÑO DE PÓRTICOS

- Posee una interfaz única para modelado, análisis, dimensionamiento, todo facilita la obtención de reportes.
- Visualizaciones en 2D/3D con una tarjeta gráfica dedicada.
- Se optimiza secciones, evaluación, reacciones y distribución de esfuerzos.

3.7.1. RECOMENDACIONES DE USO SAP2000

1. Definir perfiles de acero conforme a NEC (F_y , material, propiedades).
2. Modelar diafragmas y masas sísmicas correctamente.
3. Clasificar sitio y generar espectro NEC.
4. Ejecutar análisis modal y sísmico según regularidad.
5. Verificar derivas, fuerzas y deformaciones.
6. Realizar chequeos manuales de secciones y conexiones con NEC y AISC.
7. Exportar reportes automatizados y validar combinaciones de carga.

4. MATERIALES Y METODOLOGÍA

4.1. ANTEPROYECTO ARQUITECTÓNICO

En el proyecto se propone un diseño arquitectónico que cumple con las funciones necesarias que se plantea para uso residencial, buscando tener un equilibrio entre practicidad y comodidad, integrando todas las áreas que requieren los clientes finales, todo esto sin comprometer el costo y la resiliencia estructural asegurando su adecuado funcionamiento durante su vida útil.

En el plano presentado en la figura 4, se destaca que son las plantas intermedias comprendidas entre los pisos 2 y 3, los cuales constan de dos departamentos tipo espejo (simétricos) con dimensiones de $10 \times 21 \text{ m}^2$ cada departamento siendo espaciosos y plenamente habitables.

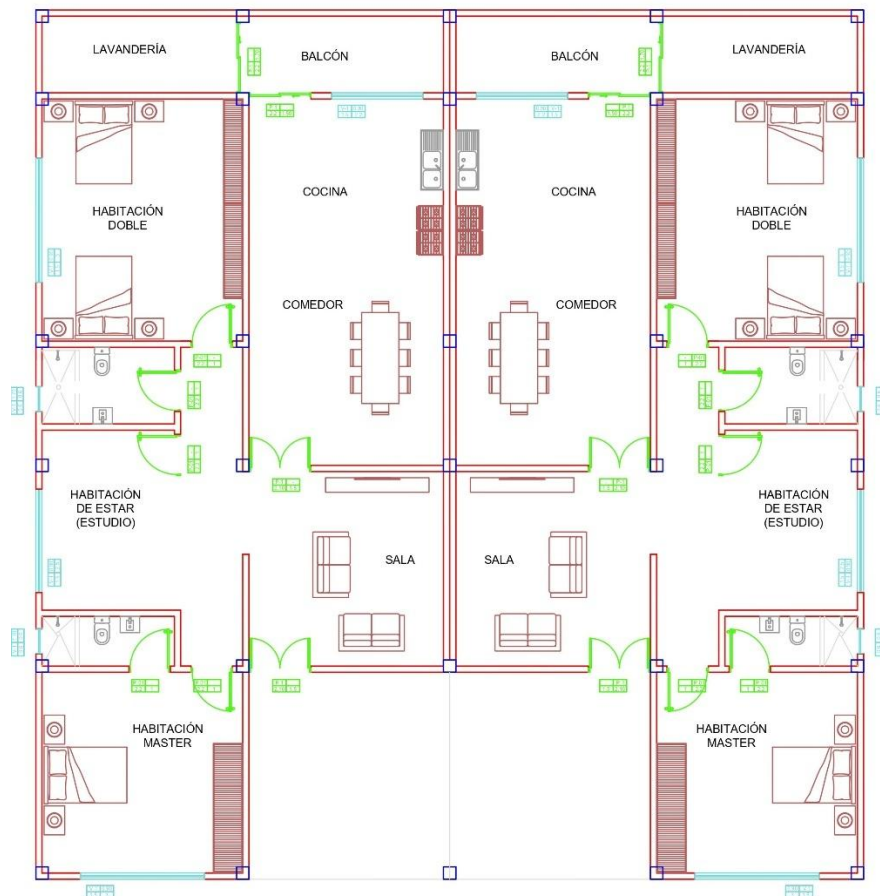


Figura 4. Plano Arquitectónico departamentos simétricos.

Posterior al plano arquitectónico, se acota el dibujo y se da mayor énfasis en la distribución de las columnas, se traza líneas para concatenar la relación entre vigas y columnas, como se muestra en la figura 5.

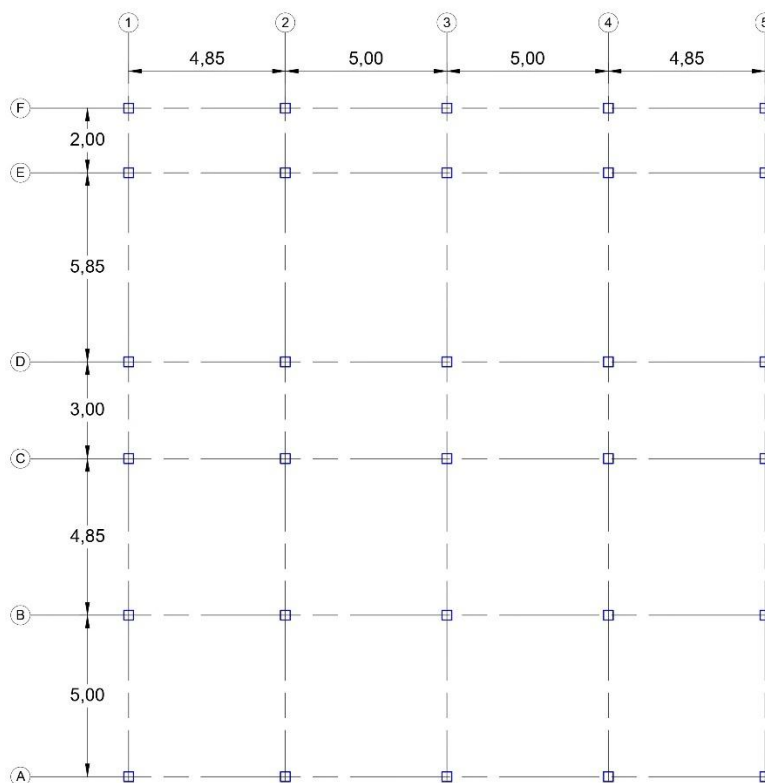


Figura 5. Distribución de la planta (Acotación en metros (m)).

Se establece la vista lateral del proyecto como se muestra en la figura 6, obteniendo las dos perspectivas necesarias para diseñar el edificio en el software especializado SAP2000.

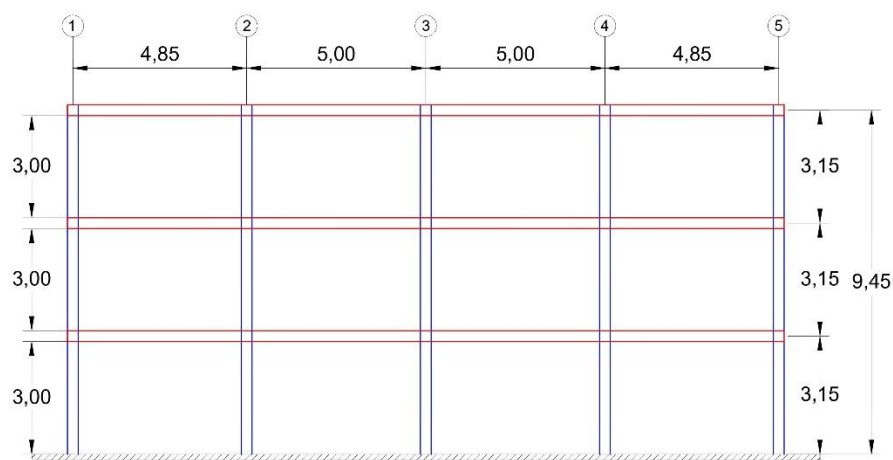


Figura 6. Vista lateral (Acotación en metros (m)).

4.2. MEMORIA TÉCNICA DEL PROYECTO PREVIO AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se presenta un compilado de información inicial del proyecto en la tabla 8 que está a continuación, esto marca el punto de partida del análisis estructural, se busca generar una alternativa que cumpla con los requisitos impuestos con el fin de optimizar los espacios útiles sin comprometer la seguridad estructural, su resiliencia y los parámetros impuestos por la NEC.

Tabla 8. Información inicial del proyecto.

PARÁMETRO	VALOR/OBSERVACIÓN	DETALLE TÉCNICO ADICIONAL
Ubicación	Ecuador - Tungurahua	Ambato
Área del Terreno	430 m ²	Es el área total del terreno
Área del Departamento	204 m ²	Área de cada departamento por piso son dos departamentos
Área por Piso	408 m ²	Área total del piso
Sistema Estructural	Aporticado	Pórticos de Acero
Uso de la Edificación	Residencial	Conjunto de departamentos
Altura Entre Pisos	3,15 m	Altura de piso a techo
Altura Total	9,75 m	Altura de la estructura del edificio
Niveles	4 plantas	PB + 2 niveles + azotea
Material Estructural	ASTM A572 Gr.50	Acero estructural
Zona Sísmica (Z)	(V) 0,4	Amenaza sísmica alta
Factor de Importancia (I)	1,0	Otras estructuras
Tipo de Suelo	C	Suelos muy densos o roca blanda

4.3. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LOS PÓRTICOS

La configuración por defecto del sistema a porticado consta de dos elementos estructurales horizontales y verticales siendo la viga y columna respectivamente, el conjunto de dos o más pórticos da como resultado el sistema a porticado, la principal función de este sistema es repartir las fuerzas horizontales y las cargas verticales de la estructura a las zapatas de manera puntual [25].

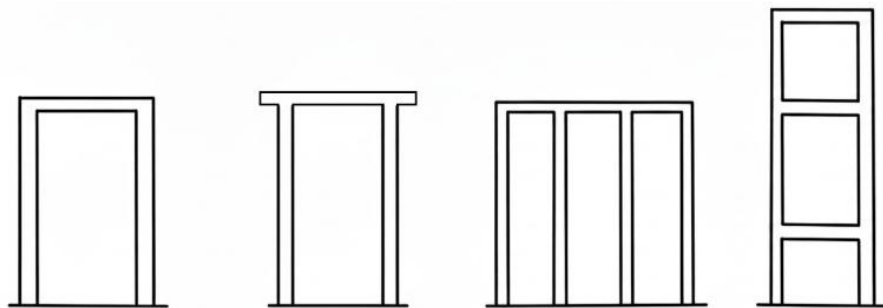


Figura 7. Sistema de Pórticos.

En la figura 7, se observa varios ejemplos de pórticos, simple, simple con voladizo, pórtico horizontal de varias luces y pórtico vertical de varias losas, esto genera una clara idea del pórtico que se emplea en el proyecto, siendo el cuarto el que más se asemeja al modelo que se proyectó previamente en el arquitectónico.

Se destaca la capacidad del pórtico para deformarse posterior a una solicitación que exceda los límites plásticos y últimos de los aceros estructurales, viendo la figura 8 se evidencia cuáles son los puntos críticos del pórtico, siendo estos puntos los débiles de la estructura, al diseñar se contempla cada parámetro y se genera opciones resilientes y capaces [25].

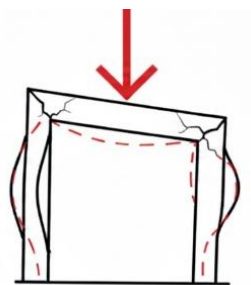


Figura 8. Falla por carga excesiva pórticos.

Para mejor comprensión se detalla, que la geometría es crucial para su análisis, ya que determina cómo se distribuyen las cargas y los esfuerzos internos (momento flector, fuerza cortante y fuerza axial).

4.3.1. ELEMENTOS Y UNIONES

Vigas y columnas: La configuración de un pórtico consiste en vigas y columnas unidas de manera rígida. Usualmente se caracterizan por el principio de viga débil y columna fuerte [6].

Nudos o Nodos: Son las uniones entre las vigas y columnas. Usualmente se asume uniones rígidas, lo que significa que el ángulo entre los miembros permanece constante, incluso bajo solicitaciones. Sin embargo, también existen uniones articuladas, como las rótulas internas, que permiten una rotación relativa y alteran el análisis estructural [13].

4.3.2. TIPOS DE PÓRTICOS SEGÚN SU GEOMETRÍA

La geometría de un pórtico puede clasificarse de varias maneras, afectando directamente su comportamiento estructural [26], a continuación, se detalla los tipos más empleados acompañados de la figura 9, que da una perspectiva clara:

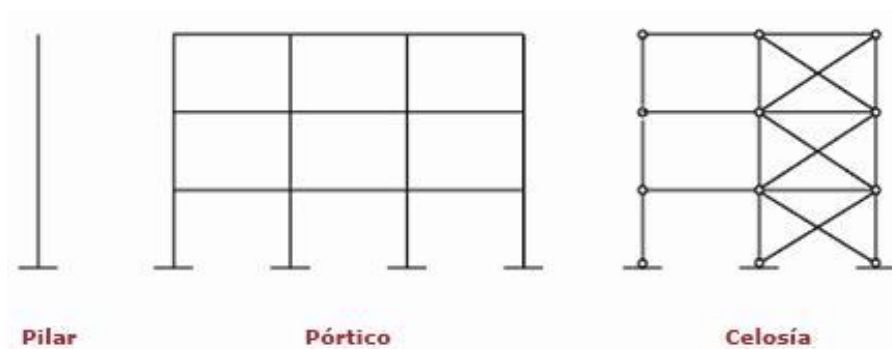


Figura 9. Sistemas de arriostramiento.

Pórticos ortogonales: Son la configuración por excelencia. Las vigas y columnas se colocan formando ángulos de 90 grados entre sí, creando un marco rectangular. Su análisis estructural es más específico puesto que las solicitaciones se distribuyen en direcciones perpendiculares.

Pórticos triangulados: Tienen elementos triangulares (o diagonales), que mejoran su rigidez y estabilidad. Son especialmente útiles para resistir cargas horizontales, como las producidas por el viento o sismos.

Pórticos con dinteles inclinados o curvos: Para selectos diseños arquitectónicos o para aplicaciones específicas, las vigas presentan una pendiente o una curvatura. Esto modifica la distribución de momentos flectores a lo largo del elemento.

Pórticos de varias plantas y vanos: Los pórticos planos pueden extenderse verticalmente (varias plantas) u horizontalmente (varios vanos). La complejidad de la configuración aumenta con el número de niveles y la longitud de la estructura, lo que implica consideraciones de estabilidad y no linealidad.

4.4. SELECCIÓN DE LA GEOMETRÍA

Para el sistema se opta por pórticos ortogonales figura 10, es el más adecuado y usado en la industria. su punto fuerte es el diseño, este consiste en una cuadrícula de vigas y columnas de acero, unidas perpendicularmente a 90° , obteniendo marcos rígidos.

Entre las principales ventajas se destaca la versatilidad, este modelo ofrece al diseñador una gran facilidad en la distribución de los espacios, requiere menos muros de carga y da apertura a más luz.

En resistencia sísmica, es eficiente para resistir cargas verticales (peso del edificio) como cargas laterales (viento y sismos), especialmente en zonas sísmicas del Ecuador. En optimización de recursos económicos es la solución más rentable para edificios residenciales de esta altura.

Respecto a seguridad el sistema permite realizar un análisis estructural preciso para cumplir con las normativas impuestas por la NEC tanto en seguridad como en peligro sísmico [26].

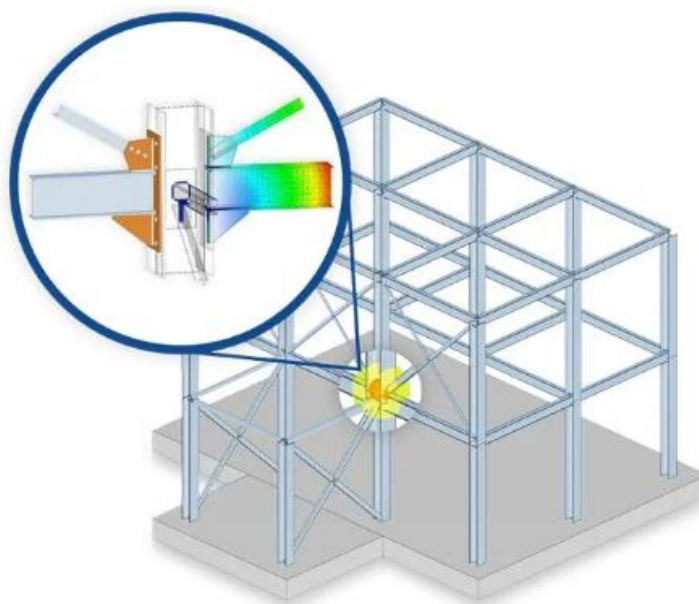


Figura 10. Sistemas de arriostramiento.

4.5. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Se describe que las tres alternativas que se plantearán están ligadas únicamente a estructuras metálicas, las mismas que están compuestas por pórticos y serán diseñadas tipo frame, sistema constructivo que une vigas y columnas, unidas a momento para soportar cargas [27]. Se busca la mejor opción en el comportamiento sísmico para adaptarse a Ambato.

En cada sub literal se establece que es un pórtico resistente a momento con diferencias en características y conexiones, para cada una se dará un breve concepto, principales elementos, tipo de conexión, ventajas, inconvenientes, recomendaciones y control de calidad

4.5.1. PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CONEXIONES RÍGIDAS.

Son pórticos metálicos en los cuales las vigas y columnas forman nodos rígidos que resisten acciones laterales por el momento de las conexiones (SMF, por sus siglas en inglés). Es el sistema más empleado tradicionalmente y se adapta muy bien arquitectónicamente [28].

Elementos principales

- Columnas y vigas perfiles H/I (ASTM A572 Gr.50), laminados o soldados.
- Placa de arriostramiento y placas de conexión pueden ser soldadas/atornilladas en el nodo.
- En fundición compuesto (DECK + 50 mm de espesor de hormigón).
- Placas base con pernos de anclaje químico o mecánico.

Tipo de conexión

- Las conexiones son rígidas soldadas y/o atornilladas (placa de alma o placa de cara), se diseñan así para desarrollar plasticidad en miembros y exigir ductilidad en nodos según norma.
- La conexión rígida no permite la rotación entre los elementos.

Cimentación

- Se usa zapatas con vigas riostra según lo demande el estudio geotécnico, las placas base son robustas para transmitir momentos y fuerzas cortantes.

Ventajas

- Plantas con mayor luz y libertad para el diseño arquitectónico.
- Menos interferencia visual (sin diagonales ni chapa de corte en fachadas).

Inconvenientes

- Requiere conexiones precisas con un gran control de calidad puesto que se emplea soldadura.
- En tema de sismicidad alta se exige el diseño para mejorar la ductilidad: nodos y detalles complejos.

Recomendaciones

- Se requiere un WPS/WPQ para A572 Gr.50 y se exige NDT (MT/PT/RT) en soldaduras críticas.
- Detallar las placas de rigidización y longitudes a soldar, se usan contraventamientos temporales durante el montaje.
- Realizar análisis dinámico y comprobación de capacidad rotacional de las vigas/columnas.

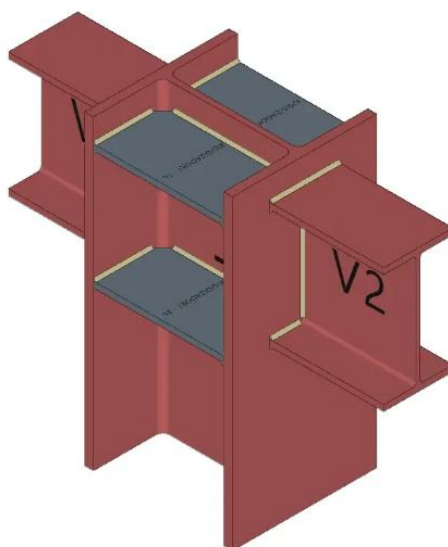


Figura 11. Ejemplo de una conexión rígida.

4.5.2. PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON SECCIONES DE VIGA REDUCIDAS.

Las siglas SRB que significa "reduced beam section", se la conoce "dog-bone", es una conexión de viga a columna en ingeniería estructural, empleada especialmente en zonas sísmicas, donde las alas de la viga se recortan gradualmente cerca de la columna para controlar la fluencia y la formación de rótulas plásticas, disipando energía y protegiendo a la columna durante un terremoto [29].

Los pórticos metálicos donde la disipación sísmica se concentra en la viga, justo en la zona recortada, este procediendo se lleva a cabo mediante cortes controlados en las alas de la viga RBS. Su función principal es proteger los nodos y columnas, facilitando que el comportamiento dúctil sea predecible.

Elementos principales

- Columnas H/I A572 Gr.50 con vigas H/I con detalle RBS.
- Forjado compuesto o losa prefabricada conectada a vigas.
- Placas base y pernos de anclaje.

Tipo de conexión

- Las conexiones son diseñadas para trabajar dentro del rango elástico, la plasticidad se calcula en función a la sección recortada de la viga. Las uniones atornilladas/soldadas según diseño, son menores que SMF en los nodos.

Cimentación

- Se usa zapatas con vigas riostra según lo demande el estudio geotécnico, las placas base son robustas para transmitir momentos y fuerzas cortantes.

Ventajas

- Plantas con mayor luz y libertad para el diseño arquitectónico.
- Menos interferencia visual (sin diagonales ni chapa de corte en fachadas).

Inconvenientes

- Las conexiones al ser juntas soldadas exigen precisión y el control de calidad debe ser estricto.
- En sismicidad se exige el diseño para mejorar la ductilidad.

Recomendaciones

- Se requiere un WPS/WPQ para A572 Gr.50 y se exige NDT (MT/PT/RT) en soldaduras críticas.
- Detallar las placas de rigidización y longitudes a soldar, se usan contraventamientos temporales durante el montaje.
- Análisis dinámico y comprobación de capacidad de las vigas/columnas.

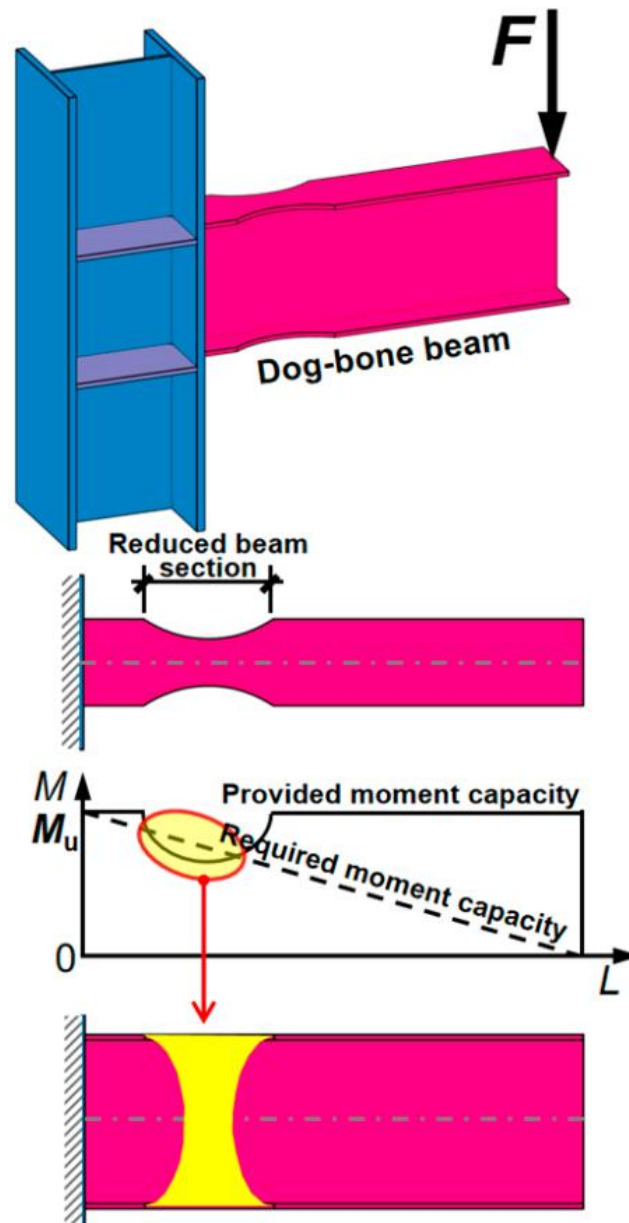


Figura 12. Ejemplo de secciones de viga reducidas.

4.5.3. PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS ENLACE DISIPATIVAS

Son pórticos metálicos que se caracterizan por integrar elementos disipativos como vigas de enlace o fusibles metálicos, estos son diseñados para deformarse plásticamente con el fin de disipar energía sísmica. El resto de los elementos estructurales columnas, nodos se mantienen en régimen elástico o con solicitaciones reducidas [30].

Elementos principales

- Columnas H/I A572 Gr.50 con vigas principales diseñadas para transferir esfuerzos y vigas-enlace que actúan como fusibles disipativos.
- Forjado compuesto que conecta vigas y transfiere cortantes.
- Placas base y anclajes robustos.

Tipo de conexión

- Las conexiones facilitan la rotación plástica en la viga-enlace, esto permite que la concentración de daño sea fácilmente reemplazable.
- Combinación de pernos y soldadura según detalle diseñado.

Cimentación

- Zapatas diseñadas para soportar las reacciones resultantes y controlar deformaciones permanentes por sustitución de los elementos disipativos.

Ventajas

- Control de daño: los elementos disipativos son reemplazables con facilidad tras un evento sísmico, reduce reparación de columnas/nodos.
- Posee un buen comportamiento sísmico si se dimensionan correctamente los elementos que actúan como fusibles.
- Dan flexibilidad para diseñar niveles de disipación según los objetivos planteados para la vida útil de la estructura.

Inconvenientes

- Se requiere un diseño y detalle para todos los elementos, para generar los elementos disipativos, debe tener la comprobación de aceros, conexiones.
- Tiene un costo adicional en diseño y producción, además demanda de logística para reemplazo post-sismo.
- Requiere coordinación para acceso y reemplazo de los “fusibles”.

Recomendaciones

- Definir los elementos sustituibles y sus procedimientos de reemplazo.
- Requiere WPS/WPQ para A36 y NDT (MT/PT/RT) en soldaduras críticas.
- Detallar las placas de rigidización y longitudes a soldar, se usan contraventamientos temporales durante el montaje y los elementos fusibles se incorporan al final.
- Poseer inventario de repuesto en obra o almacén para rápida sustitución post-sismo.

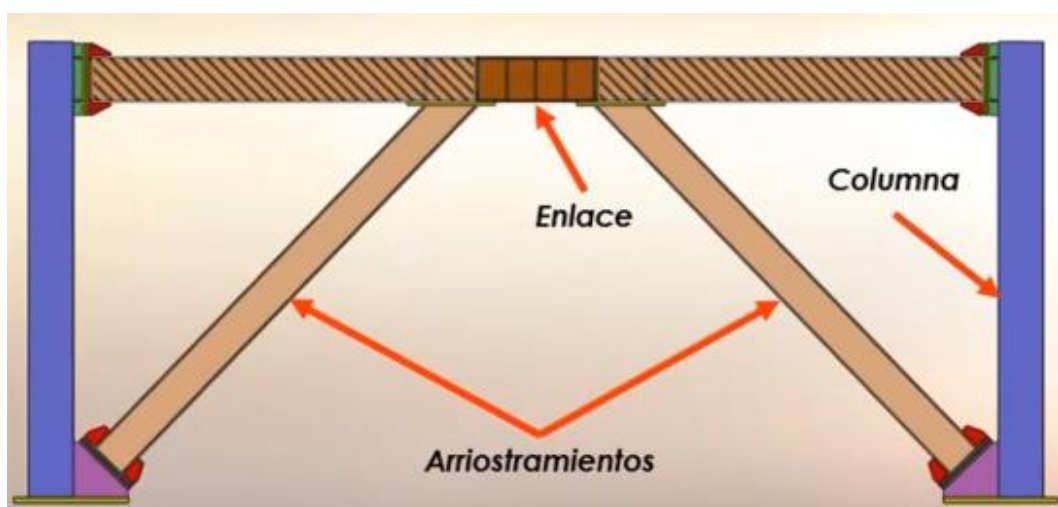


Figura 13. Ejemplo de un arriostamiento excéntrico tipo fusible.

4.5.4. ARRIOSTRAMIENTO EXCÉNTRICO

Son pórticos metálicos que cumplen funciones sísmicas mediante la disipación de fuerzas laterales mediante sistemas riostrados, los cuales se mencionaron anteriormente pero para el caso de estudio se establece el uso de riostras excéntricas, las cuales en su principales ventajas es la versatilidad con que se puede trabajar con ellas, de acuerdo a los planos arquitectónicos se requiere libertad en ciertos espacios de la estructura [31], ejemplos de los marcos arriostrados se muestra en la figura 14 a continuación.

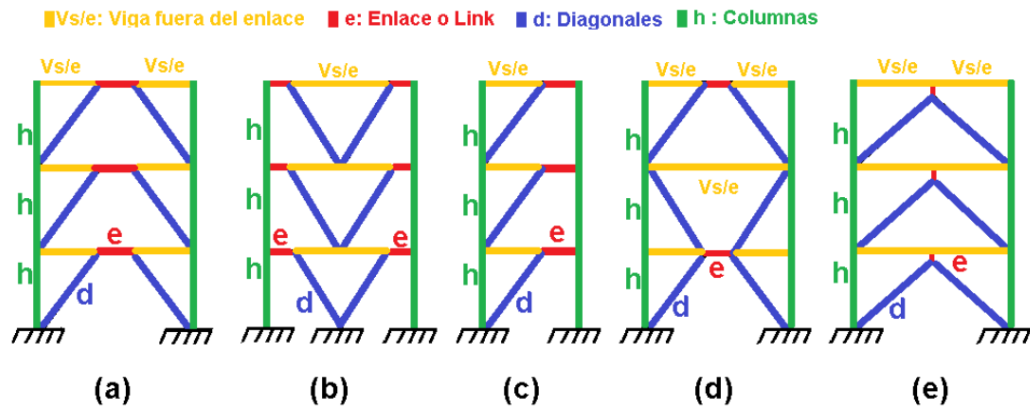


Figura 14. Ejemplo de un arriostramiento excéntrico.

El caso de estudio demanda del uso del arriostramiento tipo C, en secciones específicas de la estructura, al implementar estos elementos se busca generar más estabilidad en caso sísmico y conservar los desplazamientos horizontales dentro de los parámetros establecidos por la NEC [31].

Por fluencia se genera la imagen 15, mostrando a detalle el comportamiento que tendría la riostra en caso de que supere sus límites permisibles.

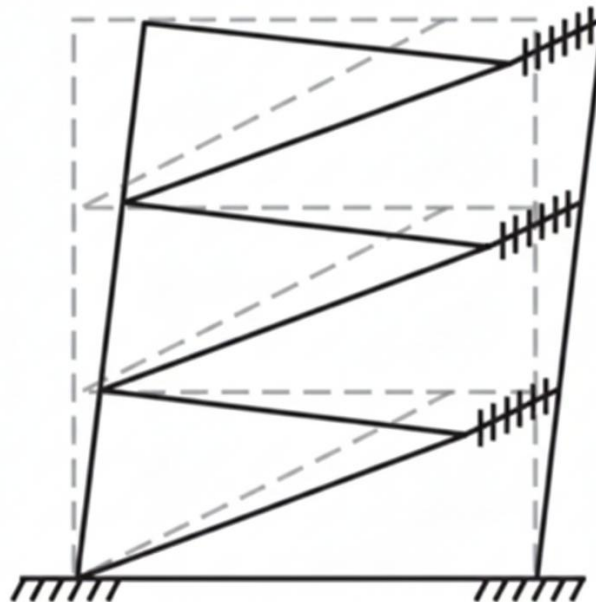


Figura 15. Ejemplo de límite de fluencia arriostramiento excéntrico.

4.6. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA

Las tres alternativas que se plantearon previamente son empleadas actualmente en la industria, una con mejores capacidades que su homónima, pero siendo objetivos se debe comparar las opciones con respecto a la realidad nacional y en donde se aplicará el proyecto, como se enfoca en la zona sierra centro del Ecuador. Se busca que la alternativa brinde buenas capacidades sísmicas y menor valor económico en construcción, se las compara en la tabla 9 y se busca obtener la mejor opción.

Tabla 9. Comparación de las alternativas

PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO			
PARÁMETROS	Conexiones rígidas (SMF)	Secciones de viga reducidas (RBS)	Vigas disipativas (FUSIBLES)
Ductilidad, control de daño sísmico	5	8	10
Complejidad de fabricación	10	7	4
Facilidad de reparación	4	7	10
Libertad arquitectónica	10	9	9
Adicionar elementos al pórtico	10	7	5
Costo de construcción	10	7	5
TOTAL, PUNTAJE	49	45	43

La tabla 7 muestra una escala numérica de factibilidad que tiene un rango establecido del 1 al 10, donde el valor 1 representa un nivel mínimo de factibilidad y el valor 10 indica una factibilidad total. Cuantificando los valores se elige la mejor opción para el proceso constructivo con un valor de 49 puntos, los pórticos resistentes a momento convencionales con conexiones rígidas SMF, puesto a que acorde a las capacidades es la mejor opción para el proyecto, adicional a esta alternativa se recomienda el uso de riostras para mejorar las propiedades estructurales y brindándole propiedades antisísmicas.

4.7. ANÁLISIS DE CARGAS

4.7.1. DATOS DE ENTRADA

Los datos de entrada para el desarrollo se encuentran en la 6 titulada: Información inicial del proyecto y las representaciones gráficas de las figuras 5 y 6, consolidan los datos iniciales que son requeridos.

4.7.2. CÁLCULO ESPECTRO ELÁSTICO

Al saber las características de la zona sísmica, tipo de suelo, estos datos sirven para calcular el espectro elástico y se rige mediante la NEC-SE-DS: Peligro Sísmico [7], estos parámetros se compilan en la tabla 10.

Tabla 10. Variables para el espectro sísmico según NEC-SE-DS.

Símbolo	Detalle	Valor	Información	Sección
Z	Zona Sísmica	0,4	(V) sísmica alta	3.1.1
R	Factor de Reducción	8	Valor NEC-SE-DS	6.3.4
Suelo	Tipo de Suelo	C	Suelo denso/roca	3.2.1
F_a	Factor de Amplificación	1,2	Se emplea el Factor Z	
F_d	Factor de Desplazamiento	1,11	y el tipo de suelo	3.2.2
F_s	Factor no lineal suelos	1,11	$Z = 0.4$ y <i>Suelo: C</i>	
I	Factor de Importancia	1	Para Otras Estructuras	4.1
ϕ_{Ei}	Factor Configuración Elevación	1	Entrepisos constantes	5.2.1
ϕ_{Pi}	Factor Configuración Planta	1	Centros masa y rigidez	
η	Razón entre la aceleración PGA	2,48	Provincias de la Sierra	3.3.1
C_t	Coficiente de tipo de edificio	0,073	Con Arriostramientos	6.3.3
α	Coficiente de tipo edificación	0,75	Con Arriostramientos	

Una vez obtenido el compilado de datos sísmicos, se aplica las ecuaciones impuestas por la NEC-SE-DS [7]. Se calcula las variables de espectro sísmico que se muestran en la figura 16.

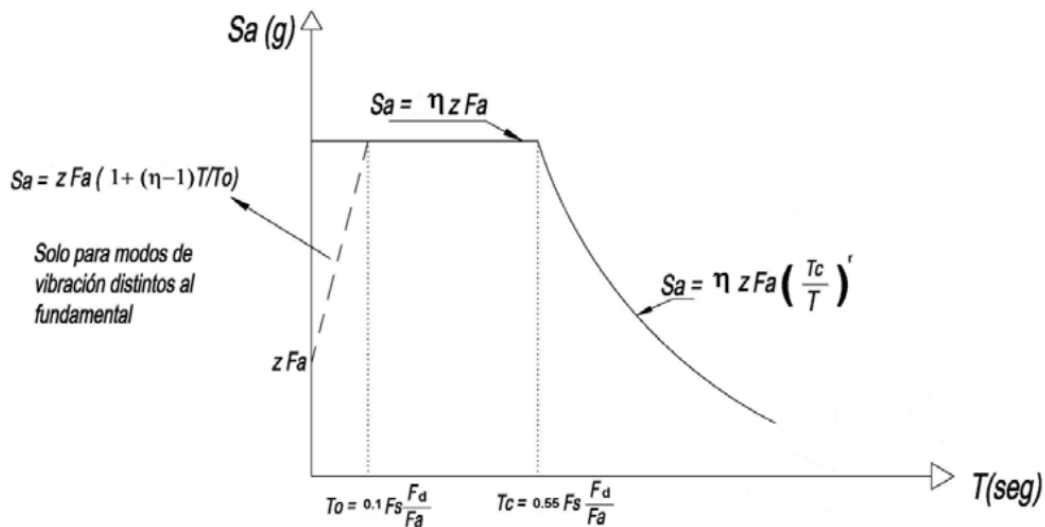


Figura 16. Espectros Elásticos de Diseño.

Desarrollo de cada ecuación para la obtención del espectro elástico:

Aceleración de meseta (S_a)

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2$$

$$S_a = 1,19 \text{ g}$$

Aceleración en la superficie (ZF_a)

$$ZF_a = 0,4 * 1,2$$

$$ZF_a = 0,48 \text{ g}$$

Periodo inicial de meseta (T_o)

$$T_o = 0,1 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right)$$

$$T_o = 0,1 * 1,11 * \left(\frac{1,11}{1,2}\right)$$

$$T_o = 0,1027 \text{ s}$$

Periodo final de meseta (T_C)

$$T_C = 0,55 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right)$$

$$T_C = 0,55 * 1,11 * \left(\frac{1,11}{1,2}\right)$$

$$T_C = 0.5647 \text{ s}$$

Periodo de vibración de la estructura (T)

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0,073 * (9,45)^{0,75}$$

$$T = 0,3935 \text{ s}$$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones en función al periodo (S_a)

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_C}{T}\right)^r$$

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2 * \left(\frac{0,5647}{0,3935}\right)^1$$

$$S_a = 1,7083 \text{ g}$$

Donde las unidades de (s) para todos los periodos con su nomenclatura (T) y las aceleraciones notadas con (a) con su unidad (g) son:

$$g = \text{Gravedad} \left(\frac{m}{s^2}\right)$$

$$s = \text{segundos (seg)}$$

En la figura 17, se representa gráficamente el espectro elástico calculado con color azul y con naranja se observa en inelástico que es consecuencia de dividir por el factor de reducción (R).

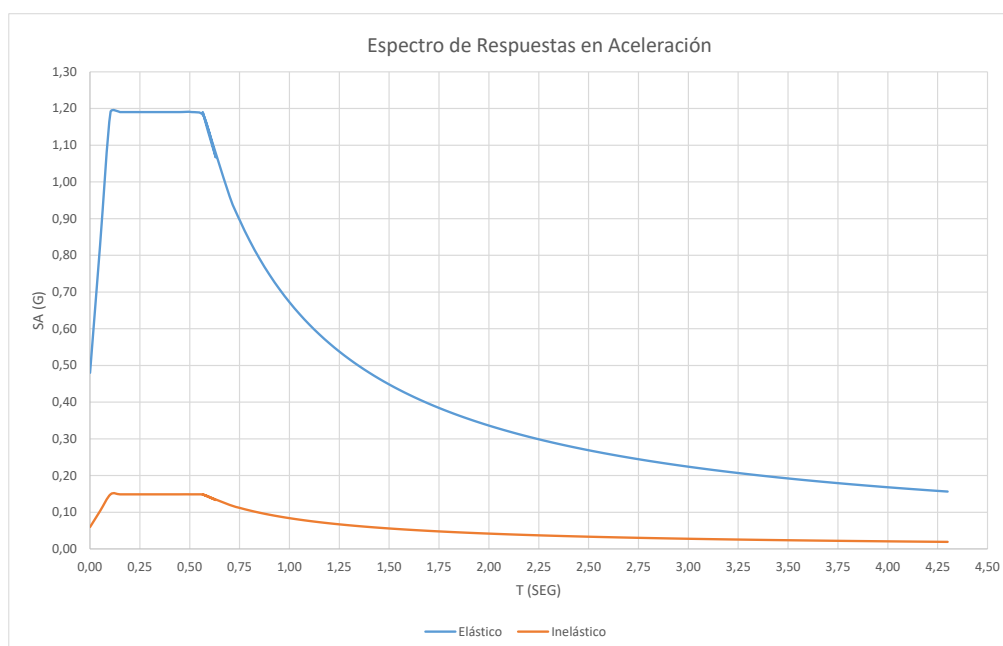


Figura 17. Espectro elástico e inelástico de la estructura.

4.7.3. CARGA MUERTA (D)

En el cálculo de carga muerta se considera todos los elementos estructurales que son permanentemente durante la vida útil de la estructura, se tomó en cuenta los siguientes componentes: la placa colaborante o Deck metálico con espesor de 0,55 mm y una losa de hormigón de 50 mm de espesor, medidos sobre la cresta, cuya resistencia de diseño a la compresión es de $f'c = 24 MPa$, cerámica como piso terminado, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias y finalmente el peso propio de componentes estructurales de acero [1], se compila en la tabla 11.

Tabla 11. Valores que intervienen en la carga muerta.

Ítem	Peso	Información
Peso Hormigón	179,8 kg/m^2	Densidad estándar
Novalosa 55	7,47 kg/m^2	Espesor 0,76 mm
Mampostería	150 kg/m^2	Cerámica y mortero de nivelación
Paredes	100 kg/m^2	Bloque de 12-15 cm
Instalaciones	15 kg/m^2	Eléctricas y sanitarias
TOTAL	449,27 kg/m^2	Valor en función del área

4.7.4. CARGA VIVA (L)

Para el cálculo de carga viva se destaca que la vivienda es de uso residencial por lo cual la NEC-SE-CG establece en su sección 4.2 que para viviendas unifamiliares se establece la carga distribuida de 200 kg/m^2 , en donde se contempla los distintos servicios, mueblería y uso que den los habitantes de la edificación, adicional se contempla una carga de 100 kg/m^2 para el techo y sus diferentes usos.

4.7.5. CARGA GRANIZO (S)

Para el cálculo de carga de granizo, se hace similitud a la norma estadounidense con la carga de nieve, pero la norma NEC-SE-CG establece en la sección 3.2.5 que para cubiertas con pendientes menores a 5% se debe emplear una carga de 102 kg/m^2

4.7.6. CARGA VIENTO (W)

Para el cálculo de carga de viento la norma NEC-SE-CG establece en la sección 3.2.4 que se recomienda una velocidad no menor a 21 m/s para diseñar hasta 10 m de altura [32], se efectúa la ecuación para la corrección de la velocidad donde el coeficiente de corrección para nuestro proyecto se encuentra en categoría B y una altura de $9,45 \text{ m}$ que es menor a 10 m que establece la norma.

$$V_b = V * \sigma$$

$$V_b = 25 \text{ m/s} * 0,9$$

$$V_b = 22,5 \text{ m/s}$$

$$P = \frac{1}{2} \rho * V_b^2 * C_e * C_f$$

$$P = \frac{1}{2} (1,25 \text{ kg/m}^3) * (22,5 \text{ m/s})^2 * 0,8 * 0,8$$

$$P = 202,50 \text{ Pa} \approx 20,65 \text{ kg/m}^2$$

4.7.7. CARGA LATERAL SÍSMICA (E)

Para el cálculo del efecto de la acción sísmica, se necesita calcular el cortante basal, para posteriormente distribuirla en los pisos, consiguiendo un valor equivalente, se desarrolla el peso sísmico efectivo.

$$W = D + 0,25L$$

$$W = 449,27 + 0,25(200)$$

$$W = 499,27 \text{ kg/m}^2$$

Se procede a calcular espectro de diseño en periodo corto:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a * S_a$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (1,2) * (1,7083)$$

$$S_{DS} = 1,3667$$

Se obtiene el coeficiente sísmico

$$C_s = \frac{S_{DS} * I}{R}$$

$$C_s = \frac{1,3667 * 1}{8}$$

$$C_s = 0,17083$$

Se establece que la carga lateral sísmica está estrechamente ligada con la fórmula de cortante basal, pero en este caso se toma el resultado de la ecuación siendo la carga lateral más alta del sistema

$$E = V = C_s W$$

$$E = V = (0,17083) (499,27 \text{ kg/m}^2)$$

$$E = V = 85,29 \text{ kg/m}^2$$

4.7.8. VALORES INDIVIDUALES

Para mejorar y optimizar el cálculo, se genera la tabla 12 compilando cada carga individualmente previa al desarrollo de las diversas combinaciones.

Tabla 12. Compilación de Cargas

CARGAS	UND	VALOR
Carga Muerta	<i>D</i>	449,27 kg/m^2
Carga Viva	<i>L</i>	200,00 kg/m^2
Carga Granizo	<i>S</i>	102,00 kg/m^2
Carga Viento	<i>W</i>	20,65 kg/m^2
Carga Sísmica	<i>E</i>	85,29 kg/m^2

4.7.9. COMBINACIONES DE CARGAS

Una vez que se obtuvo todas las cargas independientes se procede a desarrollar las combinaciones de cargas impuestas por la NEC-SE-CG, las mismas que se basan en las normas estadounidenses con el método LRFD previamente analizado

Las estructuras, componentes estructurales y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas o mayoradas, con el fin de asegurar la certeza del análisis y posteriormente de proyecto [32].

A continuación, se muestra la tabla 13 que muestra cada combinación desarrollada y se evidencia la más crítica, para diseñar el proyecto en función de esta.

Tabla 13. Combinaciones LRFD – NEC.

COMBINACIÓN PARA EL DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA		
Número	Combinación	Resultado
1	1,4D	628,98 kg/m^2
2	1,2D + 1,6L + 0,5máx[L _r ; S: R]	910,12 kg/m^2
3	1,2D + 1,6máx[L _r ; S: R] + máx[L _r ; 0,5W]	902,32 kg/m^2
4	1,2D + W + L + 0,5máx[L _r ; S: R]	810,77 kg/m^2
5	1,2D + E + L + 0,2S	844,81 kg/m^2
6	0,9D + W	424,99 kg/m^2
7	0,9D + E	489,63 kg/m^2
LA COMBINACIÓN CRÍTICA ES LA 2° CON VALOR DE:		910,12 kg/m^2

4.7.10. CARGAS EQUIVALENTES

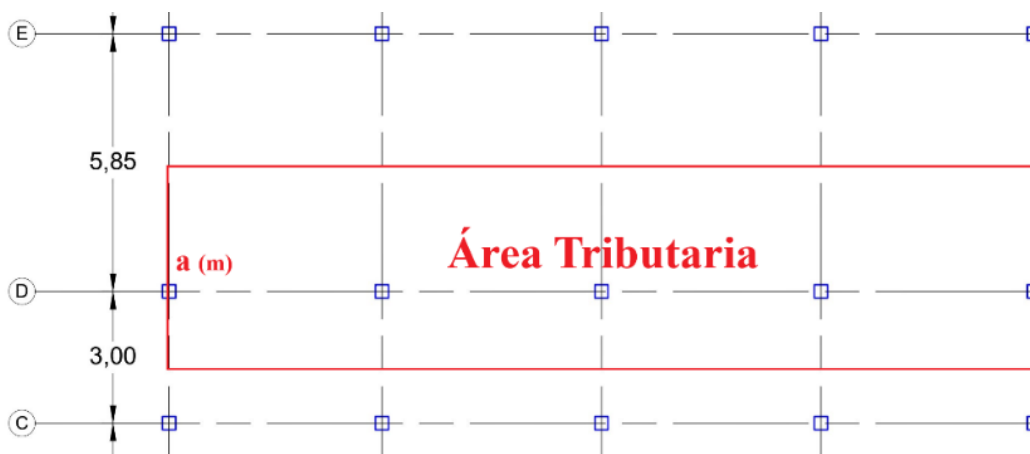


Figura 18. Área Tributaria Sección D.

En la figura 18, se establece que el Área Tributaria está conformado por la multiplicación de la longitud total: $l_{total} = 19,7 m$, con el lado a que se obtiene:

$$a = \frac{5,85 m + 3 m}{2}$$

$$a = 4.425 m$$

Referenciado los componentes del área tributaria, se procede a calcular la carga equivalente multiplicando las cargas distribuidas por el lado a , obteniendo resultados mostrados en la tabla 14 que se pueden ingresar con mayor practicidad en el software SAP2000, de forma que facilita el análisis estructural sin demandar de recursos computacionales.

Tabla 14. Cargas Distribuidas- Equivalentes-Lineal.

Notación	Distribuida	Equivalente-Lineal
D	$449,27 \text{ kg/m}^2$	$1988,02 \text{ kg/m}$
L	200 kg/m^2	$885,00 \text{ kg/m}$
L_{Techo}	100 kg/m^2	$442,50 \text{ kg/m}$
S	102 kg/m^2	$451,35 \text{ kg/m}$
W	$20,65 \text{ kg/m}^2$	$91,38 \text{ kg/m}$

En la tabla 12 la unidad equivalente es kg/m , puesto que esta carga funciona como distribuida en las vigas generadas en el programa.

Las grandes edificaciones usan la fórmula de cargas acumuladas, se describe como cargas puntuales de la planta baja siendo la que soporta más carga y reduciendo hasta llegar a la última planta [33], en el caso de esta estructura se estable que los 4 pisos tienen igual masa y altura entre niveles, en la figura 19:

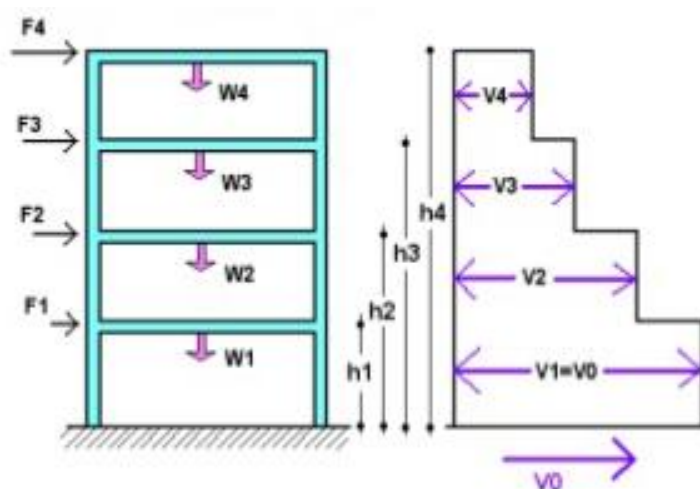


Figura 19. Ejemplo Distribución de las Fuerzas Sísmicas.

La distribución es proporcional a la altura total se obtiene:

$$F_1 = 0,2E \quad , \quad F_2 = 0,3E \quad , \quad F_3 = 0,5E$$

Se obtiene: E para el área tributaria

$$E_{puntual} = E * l_{losa} * a$$

$$E_{puntual} = 85,29 \text{ kg/m}^2 * 19,70 \text{ m} * 4,425 \text{ m}$$

$$E_{puntual} = 7434,94 \text{ kg}$$

Para puntualizar la carga E, se multiplica adicionalmente por 19,70 m que es el valor de la longitud de la losa, puesto a que el cortante basal se desarrolla a lo largo de toda la estructura, obteniendo la fuerza sísmica mostrada en la tabla 15.

Tabla 15. Puntualización Carga Sismo.

Nodo	Fuerza ($F \rightarrow kg$)	Cortante Acumulado ($E \rightarrow kg$)
3	3717,47 kg	1486,99 kg
2	2230,48 kg	3717,47 kg
1	1486,99 kg	7434,94 kg

4.8. DISEÑO BAJO LA NORMATIVA NEC-SE-AC

4.8.1. DISEÑO DEL PÓRTICO D

El pórtico de la sección D, es el que está sometido a más solicitaciones por lo cual es el ideal para realizar el dibujo tipo frame en el software Sap2000, con las medidas establecidas en la vista lateral de la figura 6, dibujando estos elementos estructurales en el eje X y Z, se obtiene la figura 20.

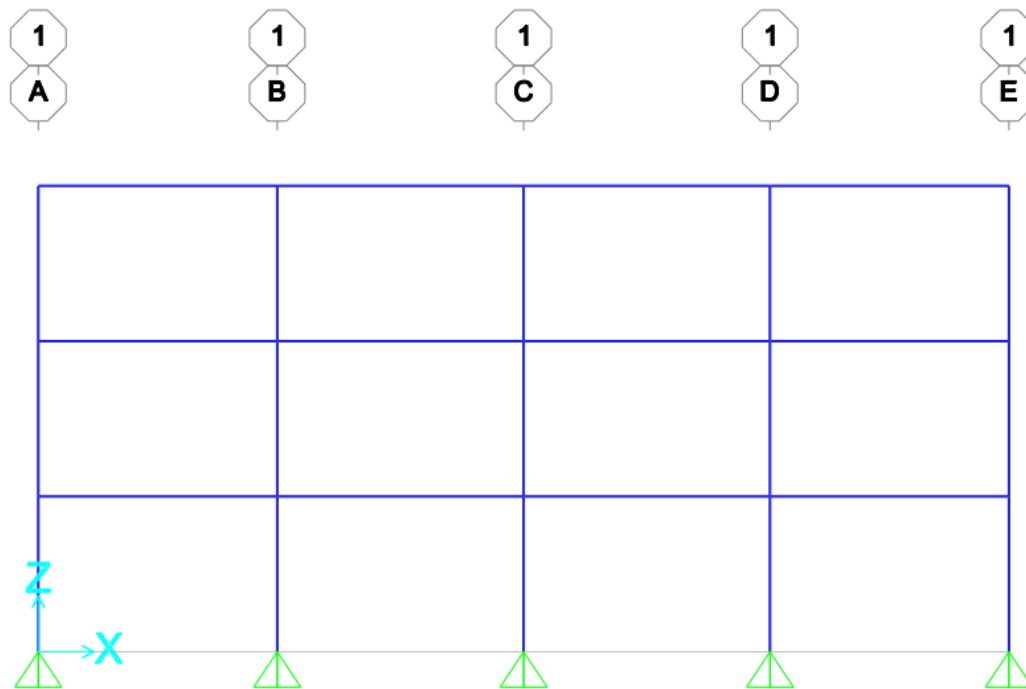


Figura 20. Pórtico (D) en frames con apoyos fijos.

A continuación, se establece los perfiles usados en la simulación.

Tabla 16. Perfiles empleados en vigas.

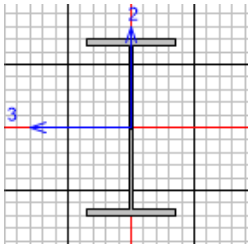
Sección - Viga	ELEMENTOS ESTRUCTURALES (VIGAS)						
	Dimensiones (mm)						
	Uso en SAP2000						
	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb	filet radius
IPE220	220	110	9,2	5,9	110	9,2	12
IPE240	240	120	9,8	6,2	120	9,8	15
IPE270	270	135	10,2	6,6	135	10,2	15
IPE300	300	150	10,7	7,1	150	10,7	15
IPE400	400	180	13,5	8,6	180	13,5	21

Tabla 17. Perfiles empleados en columnas.

Sección - Columna	ELEMENTOS ESTRUCTURALES (COLUMNAS)				
	t3	t2	tf	tw	corner radius
TUBO 200X200X6	200	200	6	6	6
TUBO 200X200X8	200	200	8	8	8
TUBO 250X250X6	250	250	6	6	6
TUBO 250X250X8	250	250	8	8	8
TUBO 250X250X10	250	250	10	10	10
TUBO 300X300X6	300	300	6	6	6
TUBO 300X300X8	300	300	8	8	8
TUBO 300X300X10	300	300	10	10	10

Los elementos estructurales conformados por vigas y columnas están detallados en las tablas previas, posteriormente se asigna al pórtico obteniendo la figura 21.

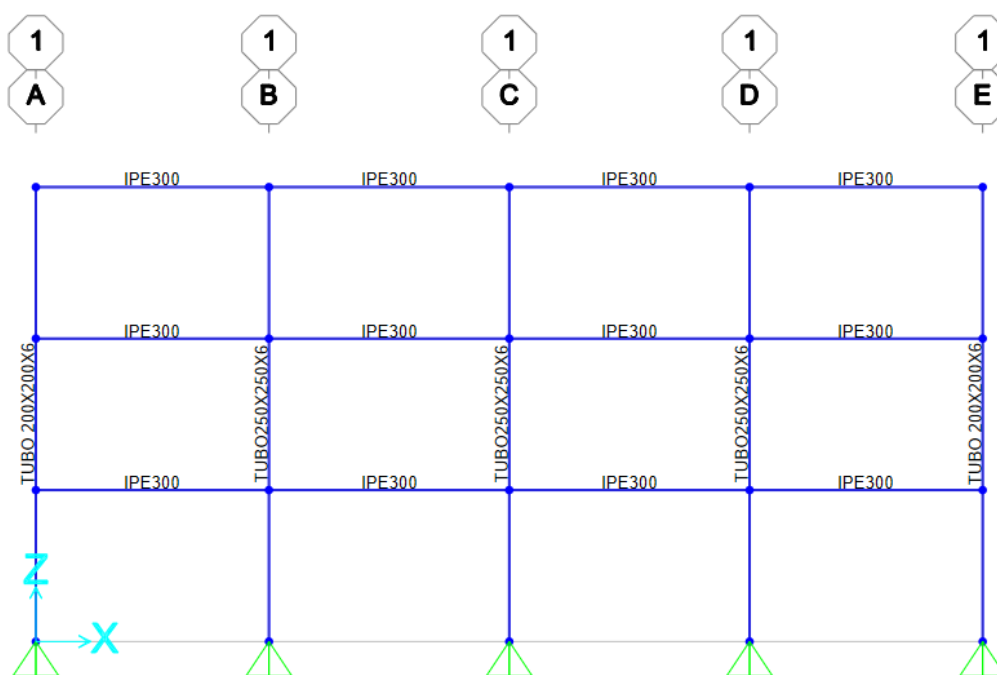


Figura 21. Pórtico (D) asignado los perfiles.

Se procede a asignar las cargas con sus combinaciones, para lo cual según la tabla 13, la combinación crítica será la combinación 2, teniendo en cuenta este dato se ejecuta el programa el programa obteniendo la figura 22 que sería la deformación del sistema.

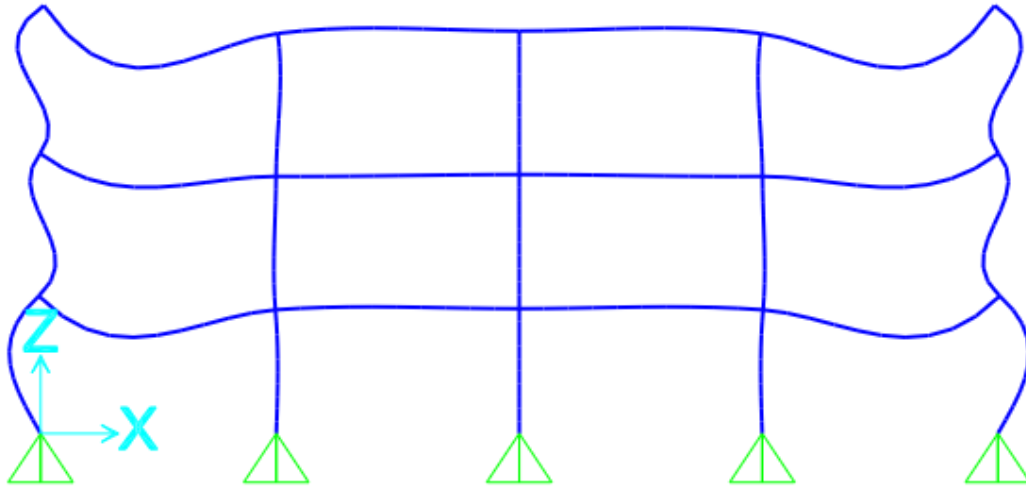


Figura 22. Pórtico (D) deformado en Sap2000.

4.8.2. CÁLCULO DE DERIVAS

Para obtener la deriva Inelástica y compararla con la NEC-SE-DS donde se establece que, para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera la deriva máxima es de 0.02, para lo cual se desarrolla con la siguiente ecuación:

$$\Delta_{Inelastica} = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h}$$

Donde:

Δ_i = Desplazamiento Lateral Absoluto del piso i

Δ_{i-1} = Desplazamiento del piso inferior

h = Altura entre pisos

A esta resultante se le multiplica por el factor (R), establecido previamente en la tabla 8, donde se encuentra toda la información de espectro sísmico según la NEC-SE-DS, además la misma establece un factor de corrección de 0.75 del valor obtenido, como la siguiente ecuación.

$$\Delta_{Elástica} = \Delta_{Inelástica} * R * 0,75$$

Por consecuencia se realiza la comparación de las derivas

$$\Delta_{Elástica} < \Delta_M \rightarrow (0,02)$$

En el desarrollo de cada caso se define una tabla de Excel donde se analiza la columna lateral izquierda de cada pórtico con respecto al eje x, esto en función de las combinaciones críticas siendo la 2 y 5 las elegidas para su análisis.

4.8.3. CÁLCULO ESTRUCTURAL - CASO 1

Se presenta el caso 1 siendo un pórtico con apoyo empotrado, las principales ventajas que se presenta es que su apoyo impide movimientos de rotación en los elementos estructurales que estén conectados a la cimentación.

Lista de materiales y peso total del pórtico.

Tabla 18. Peso del pórtico – Caso 1.

LISTA DE MATERIALES Y PESO TOTAL					
Section	ObjetType	Material	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Text	Untitleds	m	Kgf
IPE300	Frame	A36	12	59,1	2495,67
TC250X250X8	Frame	A36	5	47,25	2872
TOTAL, PESO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (ASTM A36)					5367,67

Check Strucure con Ratios

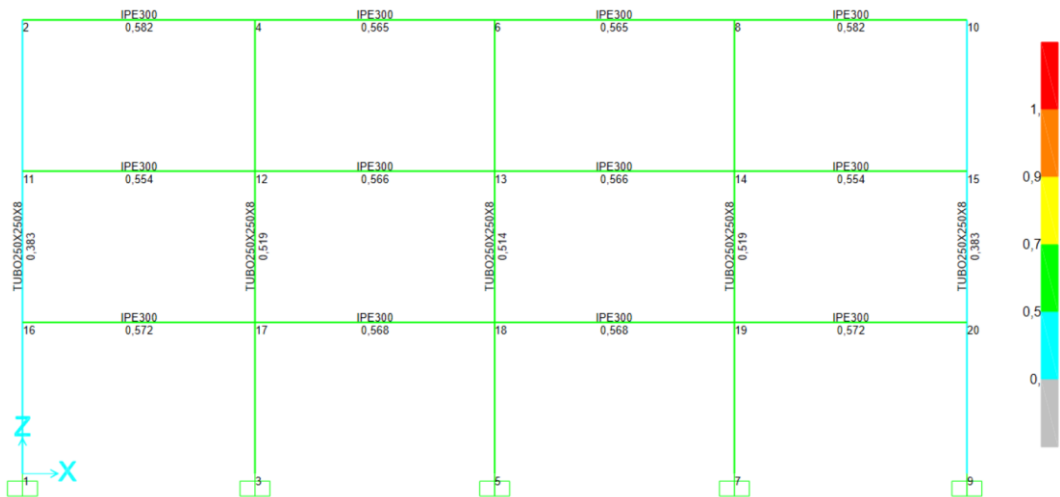


Figura 23. Check Structure Sap2000 – Caso 1.

Esfuerzo máximo para la combinación 2 (Kgf, cm, °C).



Figura 24. Esfuerzo combinación 2 Sap2000 – Caso 1.

Esfuerzo máximo para la combinación 5 (Kgf, cm, °C).



Figura 25. Esfuerzo combinación 5 Sap2000 – Caso 1.

Pórtico Caso 1 establecido la configuración de los nodos.

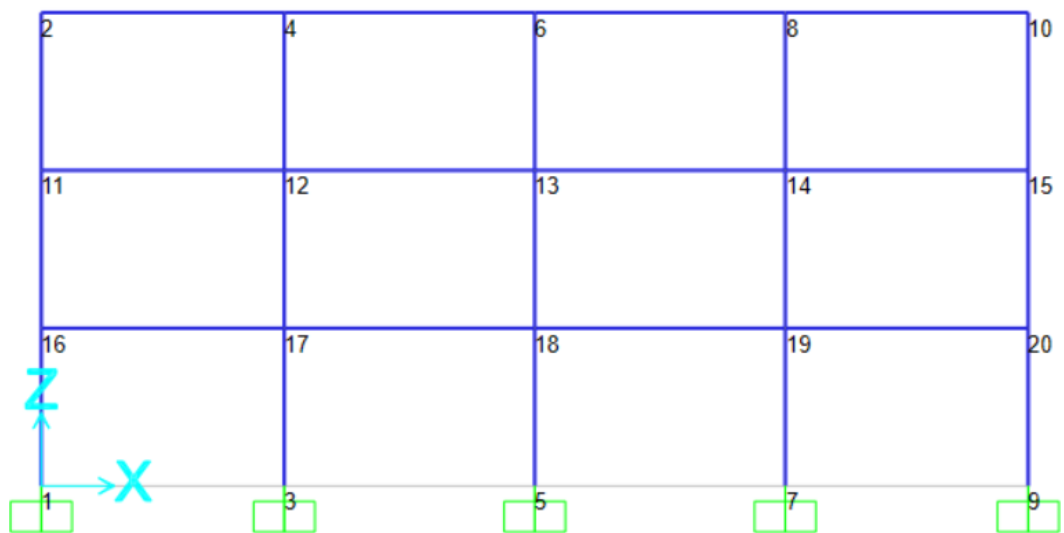


Figura 26. Configuración de nodos Sap2000 – Caso 1.

El cálculo de las derivas se realizó mediante Excel como se muestra en la figura 27, considerando las 2 combinaciones para el caso 1.

Joint Text	OutputCase Text	U1 m	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ m	Altura (h) m	Deriva Inelástica	Fac (R)	Deriva Elástica	Deriva Norma	Comparacion
2	CASO2	0,000278	0,000324	3,15	1,029E-04	8	0,000617	0,02	OK
11	CASO2	-0,000046	0,000048	3,15	1,524E-05	8	0,000091	0,02	OK
16	CASO2	-0,000094	-0,000094	3,15	-2,984E-05	8	-0,000179	0,02	OK
1	CASO2	0	0	3,15	0	8	0	0,02	OK

Joint Text	OutputCase Text	U1 m	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ m	Altura (h) m	Deriva Inelástica	Fac (R)	Deriva Elástica	Deriva Norma	Comparacion
2	CASO5	0,017377	0,004858	3,15	0,001542222	8	0,009253	0,02	OK
11	CASO5	0,012519	0,006919	3,15	0,002196508	8	0,013179	0,02	OK
16	CASO5	0,0056	0,0056	3,15	0,001777778	8	0,010667	0,02	OK
1	CASO5	0	0	3,15	0	8	0	0,02	OK

Figura 27. Cálculo Derivas en Excel – Caso 1.

4.8.4. CÁLCULO ESTRUCTURAL - CASO 2

Se presenta el caso 2 siendo un pórtico con apoyo articulado y las columnas con diferentes espesores de elementos estructurales, la principal ventaja que se presenta es que el cambio de sección de las columnas ayuda a fortalecer los pisos inferiores y aligerar la carga muerta de las columnas en la parte de superior, a su vez el tipo de apoyo resulta ser más económico de fabricar en comparación con al apoyo empotrado.

Lista de materiales y peso total del pórtico.

Tabla 19. Peso del pórtico – Caso 2.

LISTA DE MATERIALES Y PESO TOTAL					
Section	ObjetType	Material	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Text	Untitled	m	Kgf
IPE400	Frame	A36	12	59,1	3919,78
TC300X300X8	Frame	A36	5	23,5	1723,53
TC300X300X10	Frame	A36	5	23,75	2162,41
TOTAL, PESO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (ASTM A36)					7805,72

Check Structure con Ratios

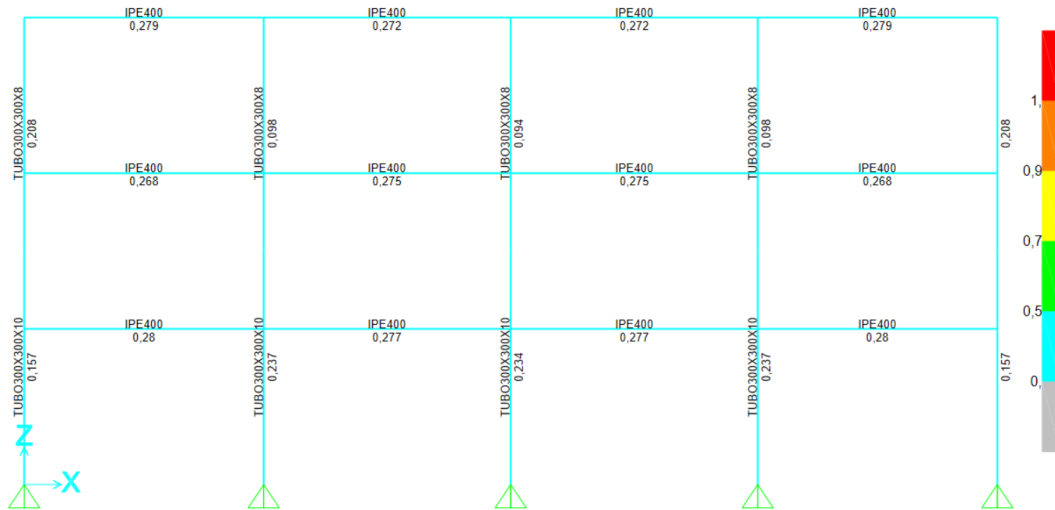


Figura 28. Check Structure Sap2000 – Caso 2.

Esfuerzo máximo para la combinación 2 (Kgf, cm, °C).

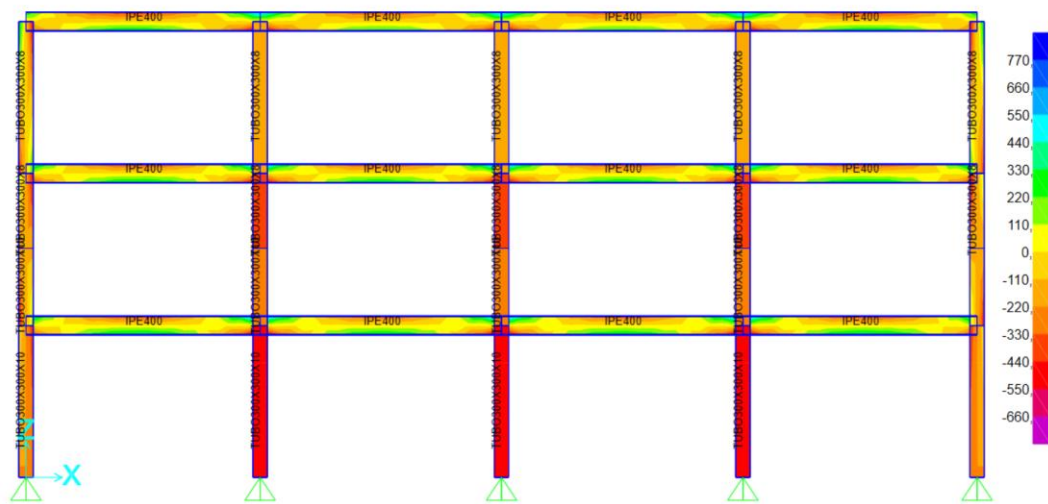


Figura 29. Esfuerzo combinación 2 Sap2000 – Caso 2.

Esfuerzo máximo para la combinación 5 (Kgf, cm, °C).

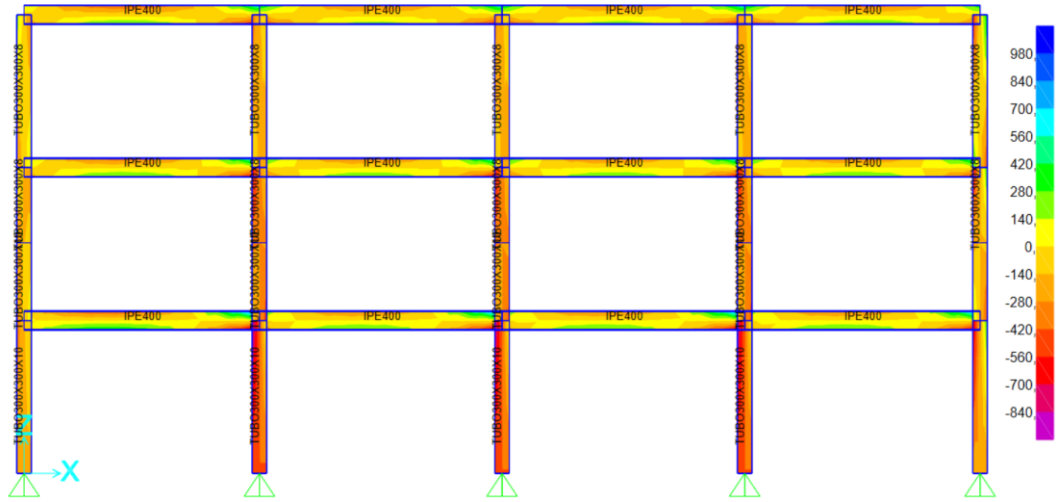


Figura 30. Esfuerzo combinación 5 Sap2000 – Caso 2.

Pórtico Caso 2 establecido la configuración de los nodos.



Figura 31. Configuración de nodos Sap2000 – Caso 2.

El cálculo de las derivas se realizó mediante Excel como se muestra en la figura 32, considerando las 2 combinaciones para el caso 2.

Joint Text	OutputCase Text	U1 m	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ m	Altura (h) m	Deriva Inelástica	Fac (R)	Deriva Elástica	Deriva Norma	Comparacion
2	CASO2	0,000161	0,000176	3,15	5,587E-05	8	0,000335	0,02	OK
11	CASO2	-0,000015	0,000083	3,15	2,635E-05	8	0,000158	0,02	OK
16	CASO2	-0,000098	-0,000098	3,15	-3,111E-05	8	-0,000187	0,02	OK
1	CASO2	0	0	3,15	0	8	0	0,02	OK

Joint Text	OutputCase Text	U1 m	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ m	Altura (h) m	Deriva Inelástica	Fac (R)	Deriva Elástica	Deriva Norma	Comparacion
2	CASO5	0,015138	0,002292	3,15	0,000727619	8	0,004366	0,02	OK
11	CASO5	0,012846	0,003847	3,15	0,00122127	8	0,007328	0,02	OK
16	CASO5	0,008999	0,008999	3,15	0,002856825	8	0,017141	0,02	OK
1	CASO5	0	0	3,15	0	8	0	0,02	OK

Figura 32. Cálculo Derivas en Excel – Caso 2.

4.8.5. CÁLCULO ESTRUCTURAL - CASO 3

Se presenta el caso 3 siendo el mejor candidato contine un pórtico con apoyo articulado, las columnas con diferentes espesores y riostras en elementos estructurales, la principal ventaja que se presenta es que al poseer riostras da apertura a modificaciones de columnas aligerando a los extremos y reforzando las columnas centrales, además las derivas mejoran considerablemente y aligera la estructura.

Lista de materiales y peso total del pórtico.

Tabla 20. Peso del pórtico – Caso 3.

LISTA DE MATERIALES Y PESO TOTAL					
Section	ObjetType	Material	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Text	Untitleds	m	Kgf
IPE300	Frame	A36	12	59,1	2495,67
TR-D88.9X3.2	Frame	A36	3	14,35	97,05
TC250X250X8	Frame	A36	5	47,25	2872
TOTAL, PESO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (ASTM A36)					5464,72

Check Structure con Ratios

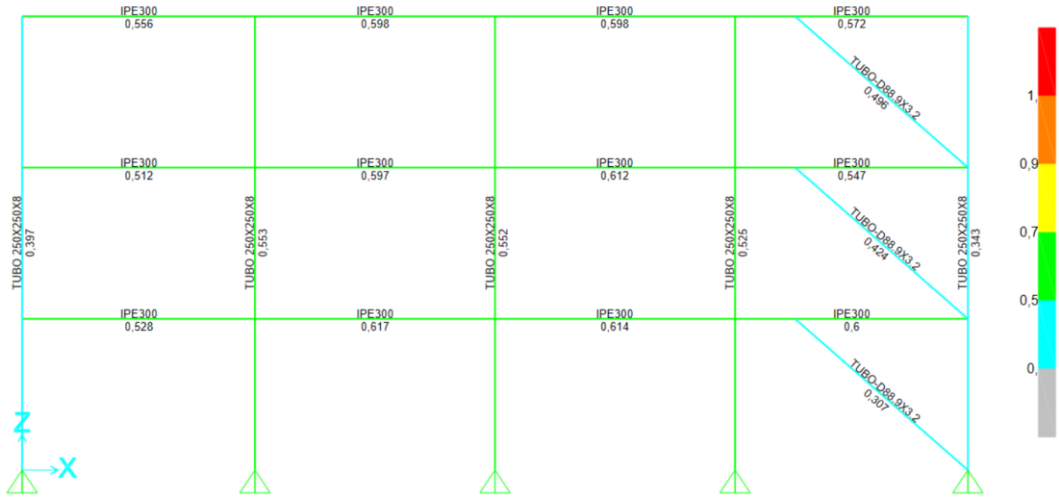


Figura 33. Check Structure Sap2000 – Caso 3.

Esfuerzo máximo para la combinación 2 (Kgf, cm, °C).



Figura 34. Esfuerzo combinación 2 Sap2000 – Caso 3.

Esfuerzo máximo para la combinación 5 (Kgf, cm, °C).

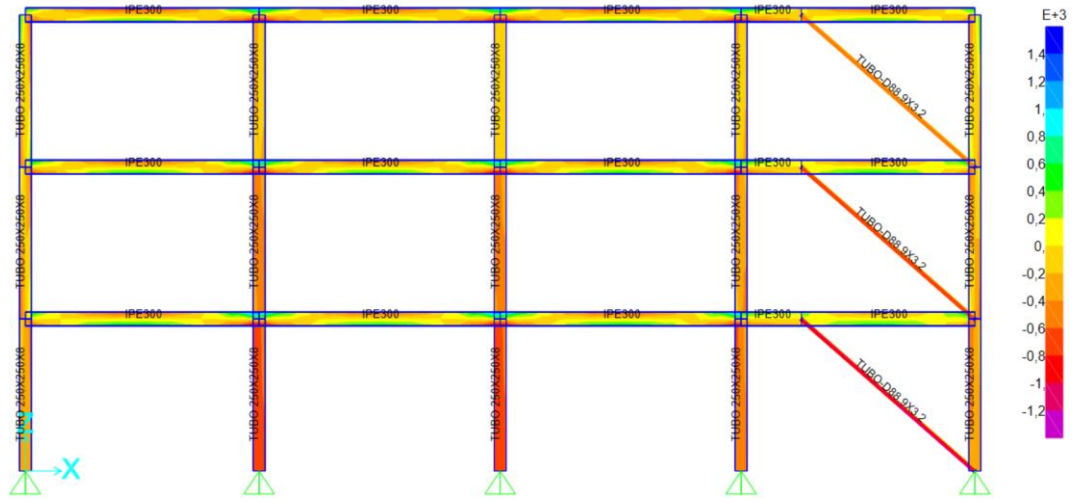


Figura 35. Esfuerzo combinación 5 Sap2000 – Caso 3.

Pórtico Caso 2 establecido la configuración de los nodos.

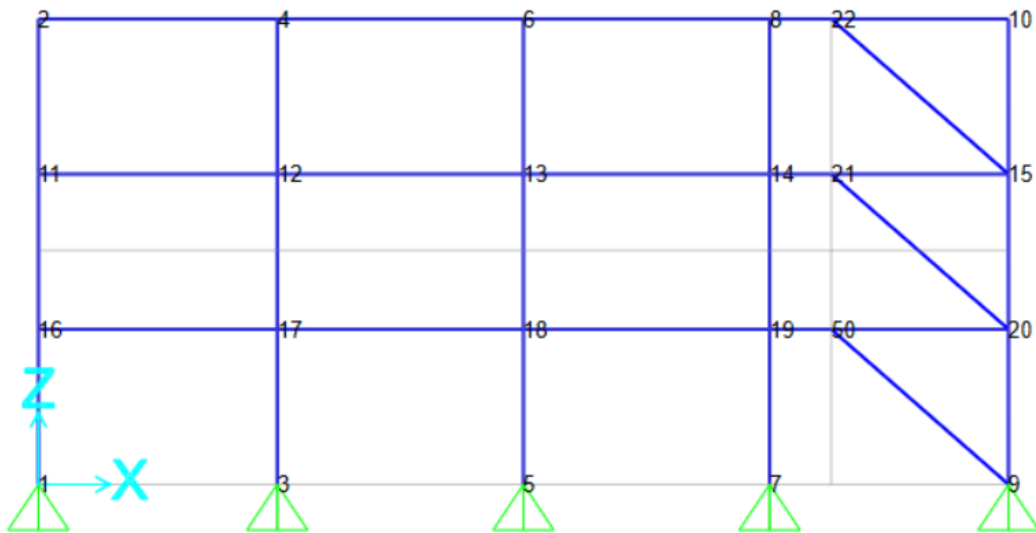


Figura 36. Configuración de nodos Sap2000 – Caso 3.

El cálculo de las derivas se realizó mediante Excel como se muestra en la figura 37, considerando las 2 combinaciones para el caso 3.

Joint Text	OutputCase Text	U1 m	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ m	Altura (h) m	Deriva Inelástica	Fac (R)	Deriva Elástica	Deriva Norma	Comparacion
2	CASO2	-0,00696	-0,001532	3,15	-0,000486349	8	-0,003891	0,02	OK
11	CASO2	-0,005428	-0,002037	3,15	-0,000646667	8	-0,003880	0,02	OK
16	CASO2	-0,003391	-0,003391	3,15	-0,001076508	8	-0,006459	0,02	OK
1	CASO2	0	0	3,15	0	8	0	0,02	OK

Joint Text	OutputCase Text	U1 m	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ m	Altura (h) m	Deriva Inelástica	Fac (R)	Deriva Elástica	Deriva Norma	Comparacion
2	CASO5	0,004517	0,000833	3,15	0,000264444	8	0,001587	0,02	OK
11	CASO5	0,003684	0,001309	3,15	0,000415556	8	0,002493	0,02	OK
16	CASO5	0,002375	0,002375	3,15	0,000753968	8	0,004524	0,02	OK
1	CASO5	0	0	3,15	0	8	0	0,02	OK

Figura 37. Cálculo Derivas en Excel – Caso 3.

4.9. DISEÑO DE CONEXIONES

Para el desarrollo de las conexiones en este trabajo se emplea un software especializado llamado IDEA StatiCa el mismo que otorga ciertas características positivas frente a otros homónimos, una de sus principales ventajas es la simulación con su respectiva verificación, obtendrá comprobaciones bajo los criterios de normas, catalogando como aprobado o rechazo según el código en minutos, ganando eficiencia en tiempos de diseño, reduciendo costos y mejorando la calidad del producto final [34].

En la figura 38 se desarrolla una simulación mallada y con cargas de una conexión a momento, la cual es la base de las conexiones perimetrales del trabajo de investigación.

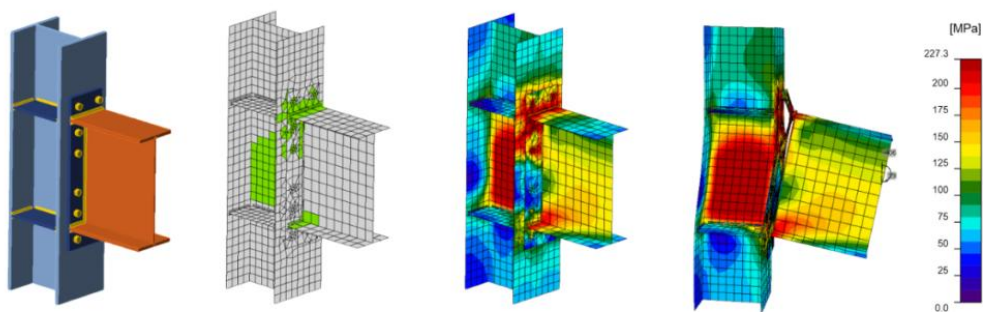


Figura 38. Ejemplo de conexión a momento IdeaStatiCa.

4.9.1. CONEXIONES PARA EL CASO 1

Para las conexiones empotradas que se muestra en la figura 39, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 7 el seleccionado, como se muestra a continuación:

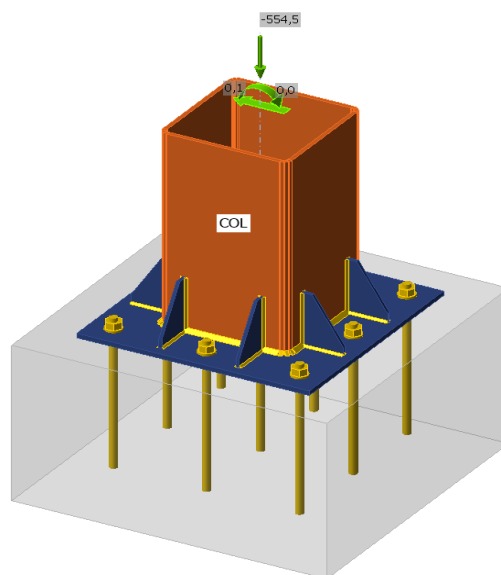


Figura 39. Conexión placa base – Caso 1.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 40, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa.

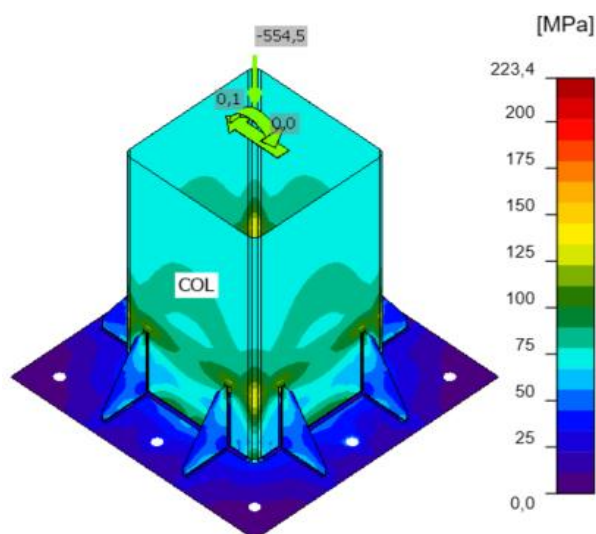


Figura 40. Tensión Equivalente conexión placa base – Caso 1.

Se calcula la tensión en el hormigón, se presenta en la figura 41, como se visualiza no superan los 4000 psi o 27,5 MPa del hormigón estructural empleado en el diseño de los pórticos.

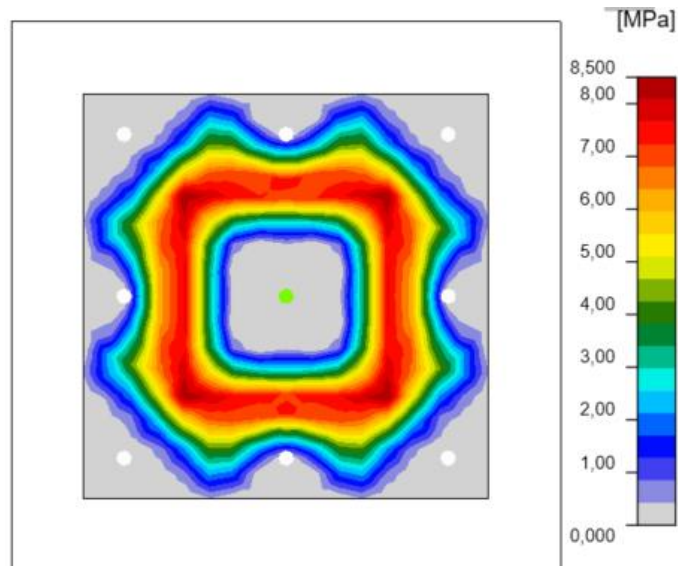


Figura 41. Tensión Hormigón conexión placa base – Caso 1.

Para las conexiones internas que se muestra en la figura 42, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 17 el seleccionado, como se muestra a continuación:

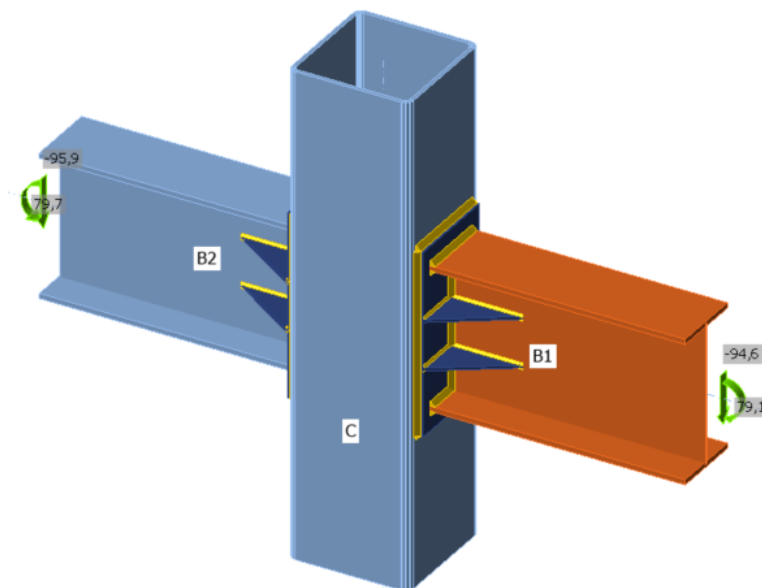


Figura 42. Conexión viga-columna interna– Caso 1.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 43, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa.

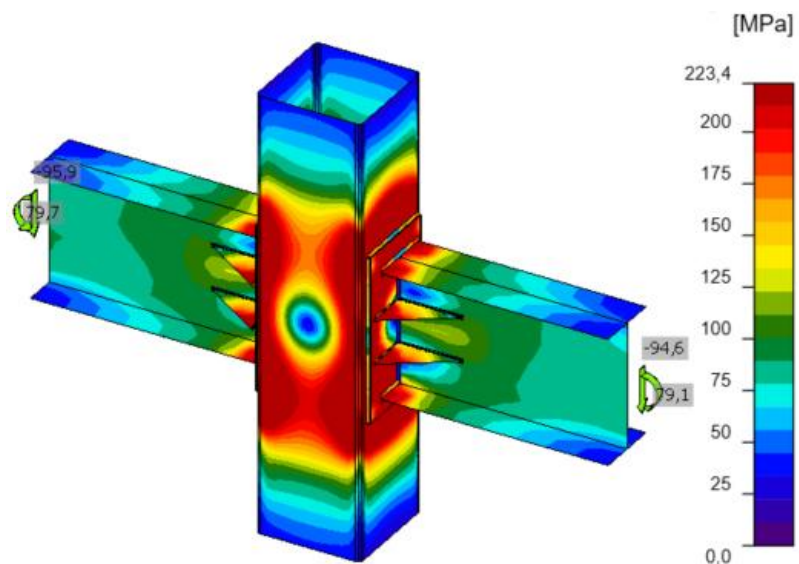


Figura 43. Tensión Equivalente conexión viga-columna interna – Caso 1.

Se calcula la tensión de contacto con la deformada, se presenta en la figura 44, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa, se comprueba que la soldadura resiste el esfuerzo a tracción usando un electrodo E7018 de uso estructural de 70000 psi o 490 MPa.

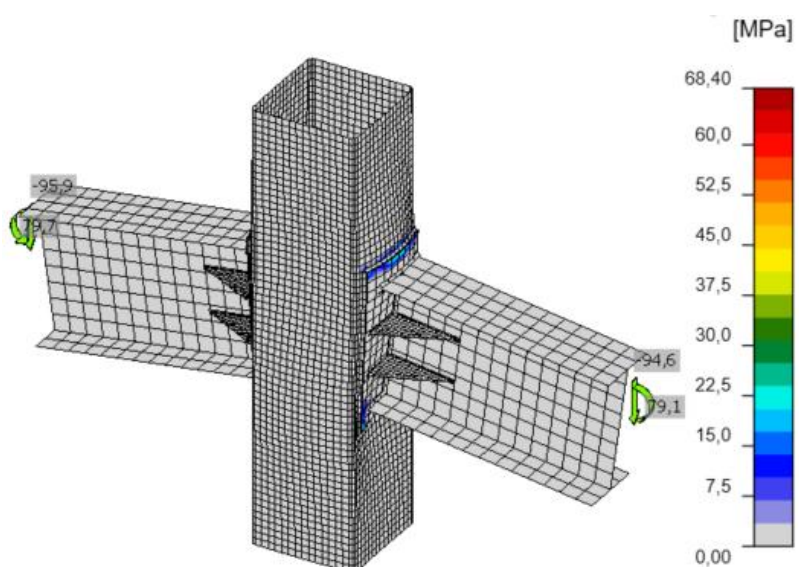


Figura 44. Tensión de Contacto conexión viga-columna interna – Caso 1.

Para las conexiones exteriores que se muestra en la figura 45, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 10 el seleccionado, como se muestra a continuación:

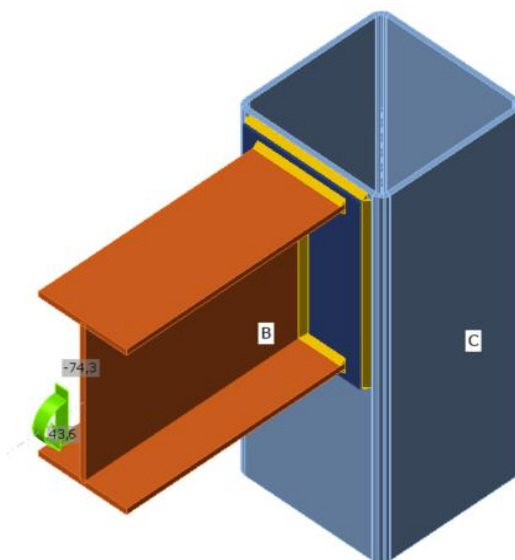


Figura 45. Conexión viga-columna externa– Caso 1.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 46, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa.

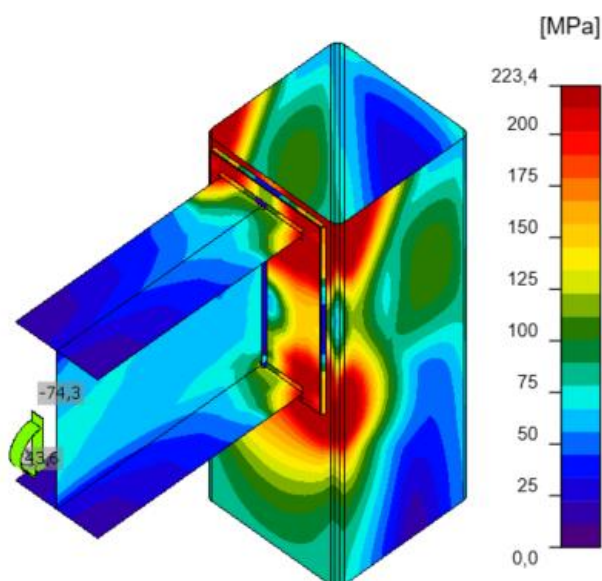


Figura 46. Tensión Equivalente conexión viga-columna externa – Caso 1.

Se calcula la tensión de contacto con la deformada, se presenta en la figura 47, como se visualiza el cálculo en el programa no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36 ksi o 250 MPa, se comprueba que la soldadura resiste el esfuerzo a tracción usando un electrodo E7018 de uso estructural de 70000 psi o 490 MPa.

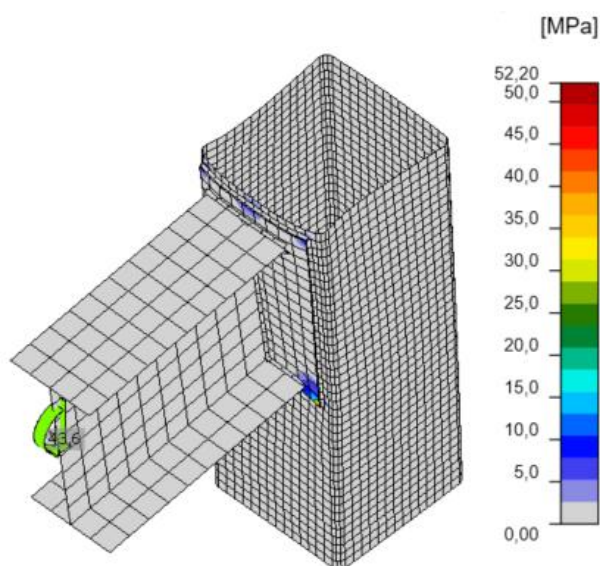


Figura 47. Tensión de Contacto conexión viga-columna externa – Caso 1.

4.9.2. CONEXIONES PARA EL CASO 2

Para las conexiones apoyadas que se muestra en la figura 48, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 23 el seleccionado, como se muestra a continuación:

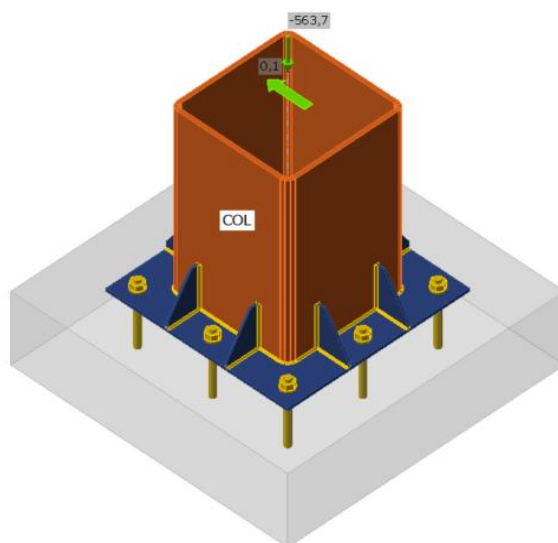


Figura 48. Conexión placa base – Caso 2.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 49, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36 ksi o 250 MPa.

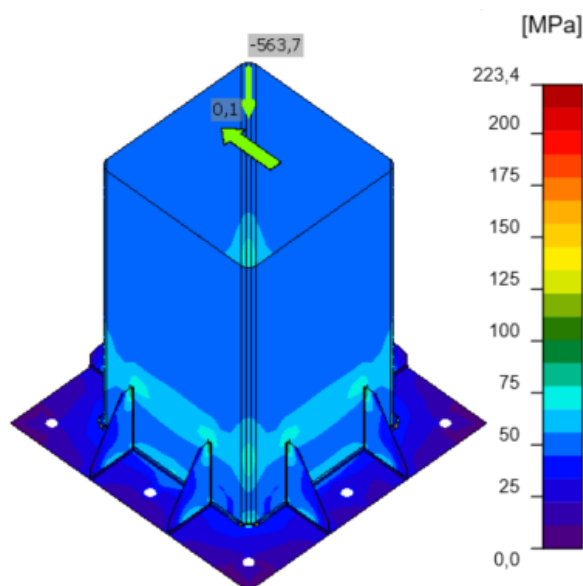


Figura 49. Tensión Equivalente conexión placa base – Caso 2.

Se calcula la tensión en el hormigón, se presenta en la figura 50, como se visualiza no superan los 4000 psi o 27,5 MPa del hormigón estructural empleado en el diseño de los pórticos.

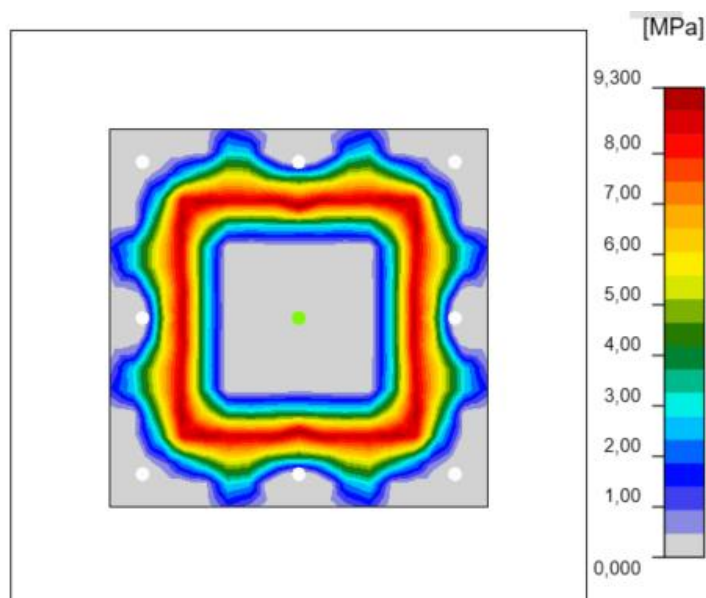


Figura 50. Tensión Hormigón conexión placa base – Caso 2.

Para las conexiones internas que se muestra en la figura 51, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 17 el seleccionado, como se muestra a continuación:

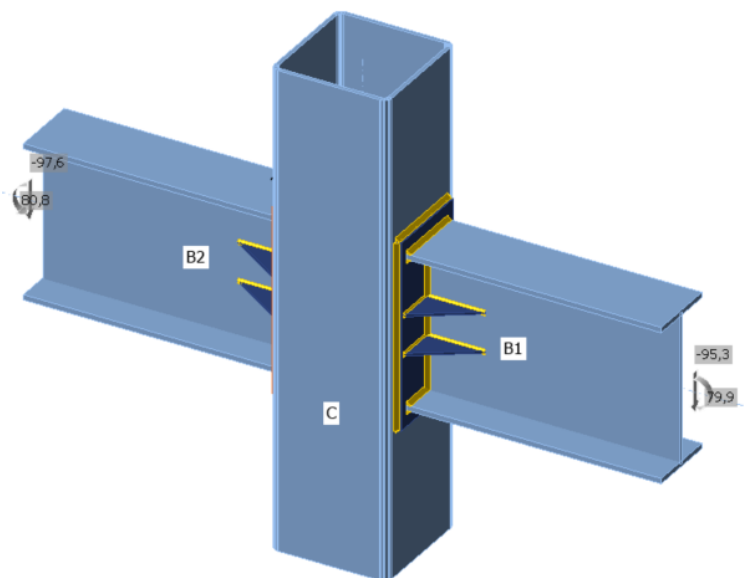


Figura 51. Conexión viga-columna interna– Caso 2.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 52, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa.

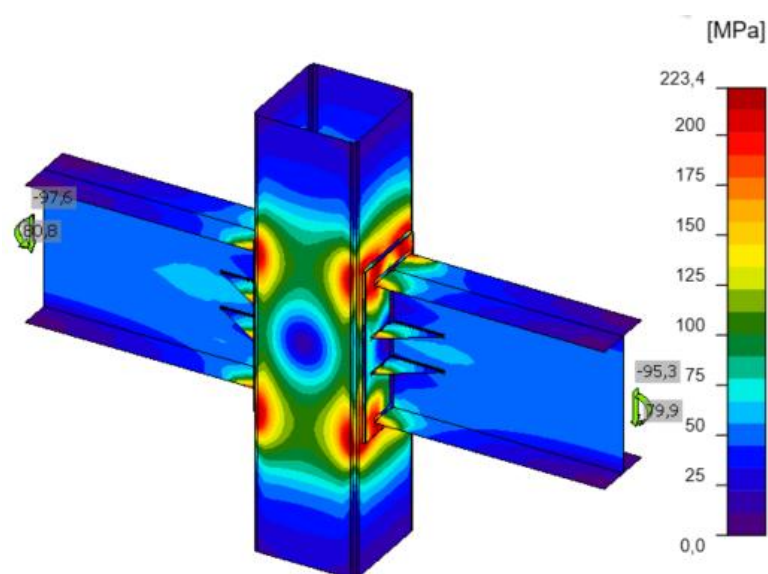


Figura 52. Tensión Equivalente conexión viga-columna interna – Caso 2.

Se calcula la tensión de contacto con la deformada, se presenta en la figura 53, como se visualiza el cálculo en el programa no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36 ksi o 250 MPa, se comprueba que la soldadura resiste el esfuerzo a tracción usando un electrodo E7018 de uso estructural de 70000 psi o 490 MPa.

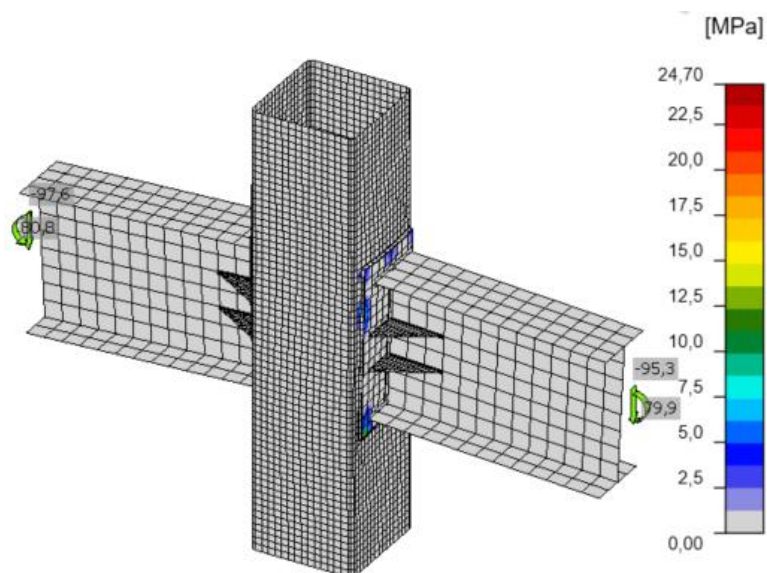


Figura 53. Tensión de Contacto conexión viga-columna interna – Caso 2.

Para las conexiones exteriores que se muestra en la figura 54, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 10 el seleccionado, como se muestra a continuación:

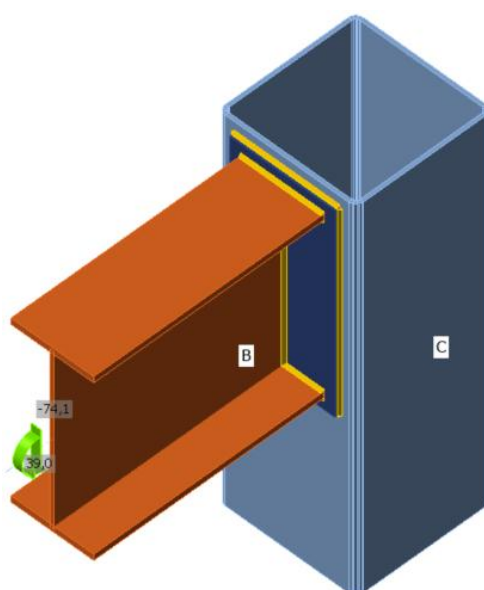


Figura 54. nn– Caso 2.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 55, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36 ksi o 250 MPa.

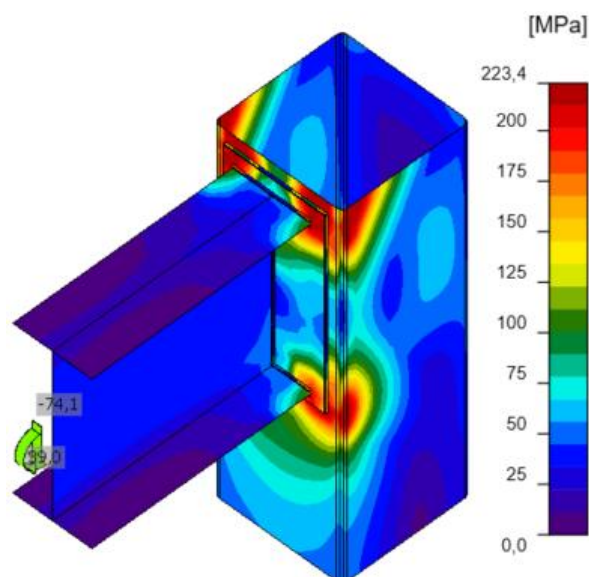


Figura 55. Tensión Equivalente conexión viga-columna externa – Caso 2.

Se calcula la tensión de contacto con la deformada, se presenta en la figura 56, como se visualiza el cálculo en el programa no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa, se comprueba que la soldadura resiste el esfuerzo a tracción usando un electrodo E7018 de uso estructural de 70000 psi o 490 MPa.

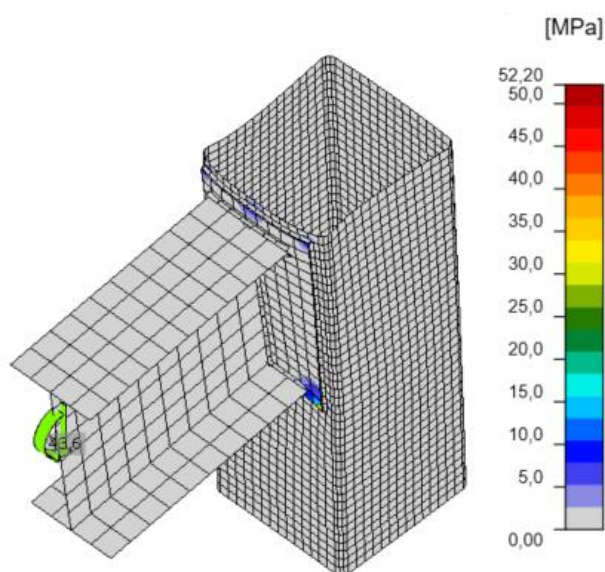


Figura 56. Tensión de Contacto conexión viga-columna externa – Caso 2.

4.9.3. CONEXIONES PARA EL CASO 3

Para las conexiones apoyadas que se muestra en la figura 57, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 7 el seleccionado, como se muestra a continuación:

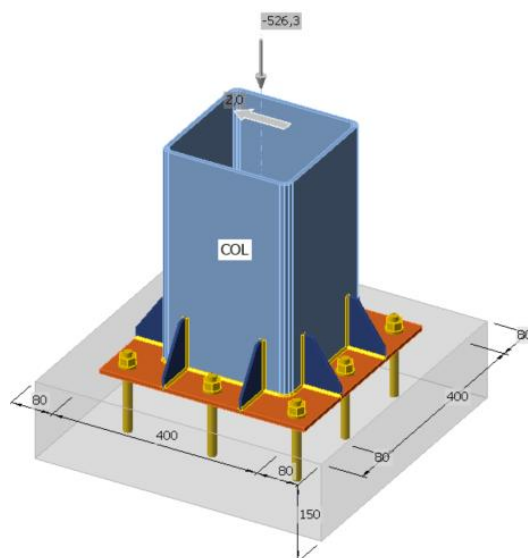


Figura 57. Conexión placa base – Caso 3.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 58, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa.

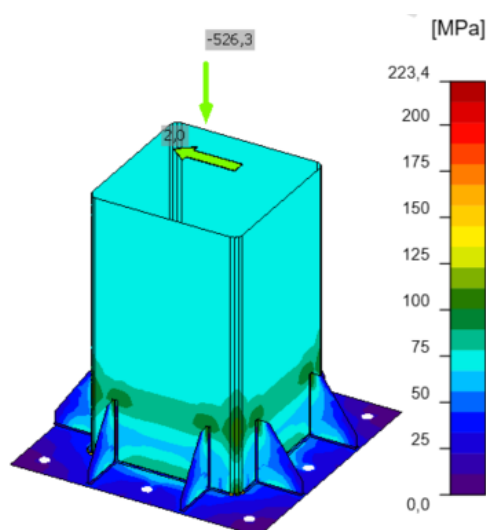


Figura 58. Tensión Equivalente conexión placa base – Caso 3.

Se calcula la tensión en el hormigón, se presenta en la figura 59, como se visualiza no superan los 4000 psi o 27,5 MPa del hormigón estructural empleado en el diseño de los pórticos.

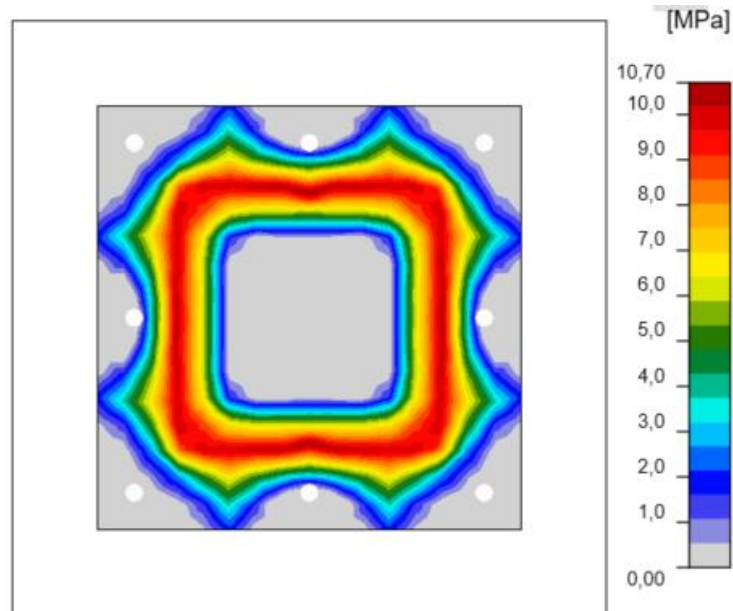


Figura 59. Tensión Hormigón conexión placa base – Caso 3.

Para la conexión apoyada que contiene riostra como se muestra en la figura 60, se diseña una placa aleada para generar la riostra que se conectará con la viga, como se muestra a continuación:

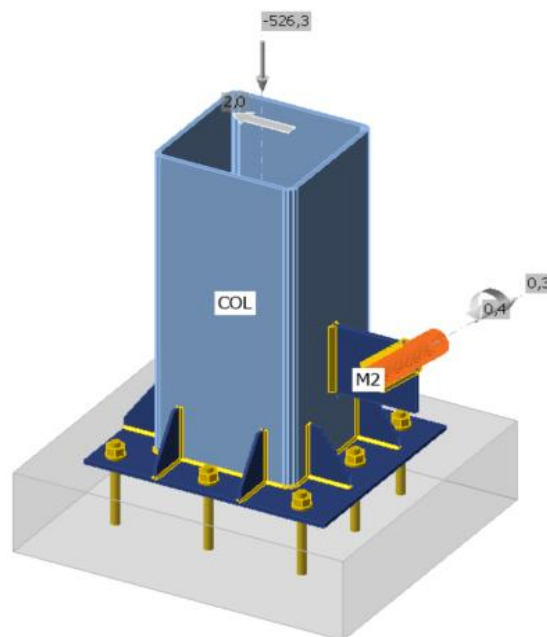


Figura 60. Conexión placa base con riostra – Caso 3.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 61, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36 ksi o 250 MPa.

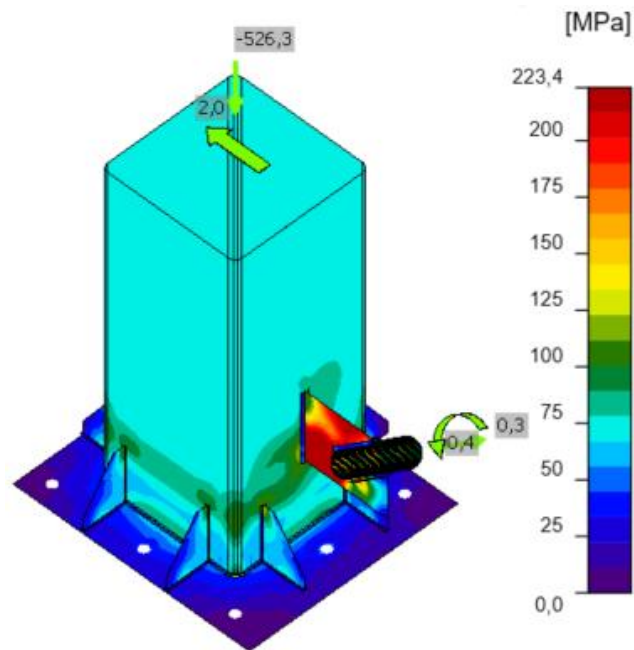


Figura 61. Tensión Equivalente conexión placa base con riostra– Caso 3.

Se calcula la tensión en el hormigón, se presenta en la figura 62, como se visualiza no superan los 4000 psi o 27,5 MPa del hormigón estructural empleado en el diseño de los pórticos.

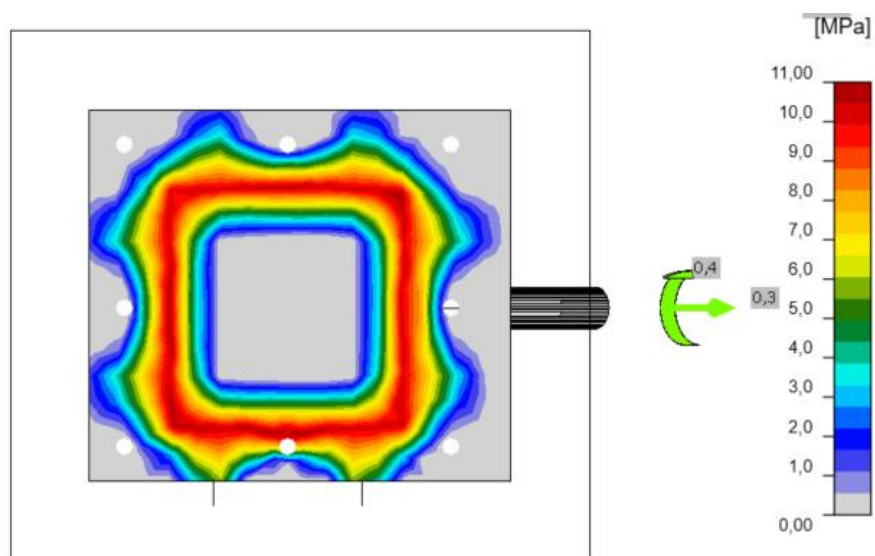


Figura 62. Tensión Hormigón conexión placa base con riostra – Caso 3.

Para las conexiones internas que se muestra en la figura 63, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 13 el seleccionado, como se muestra a continuación:

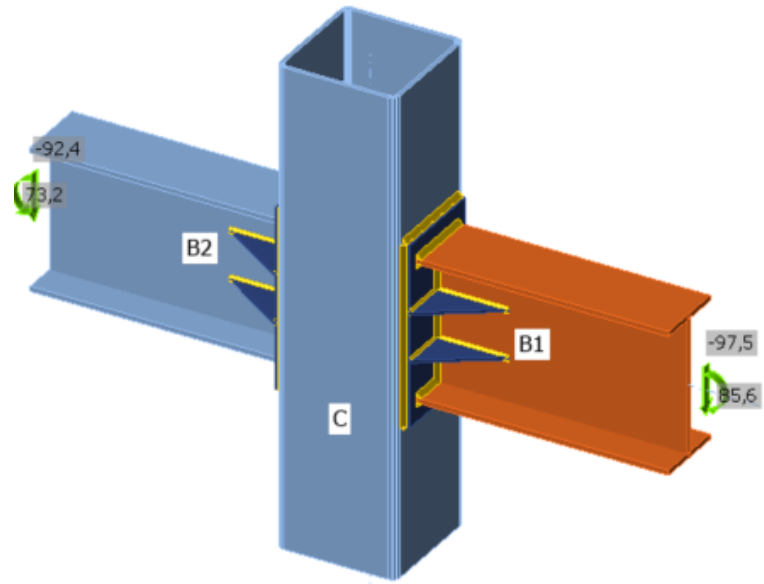


Figura 63. Conexión viga-columna interna– Caso 3.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 64, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36 ksi o 250 MPa.

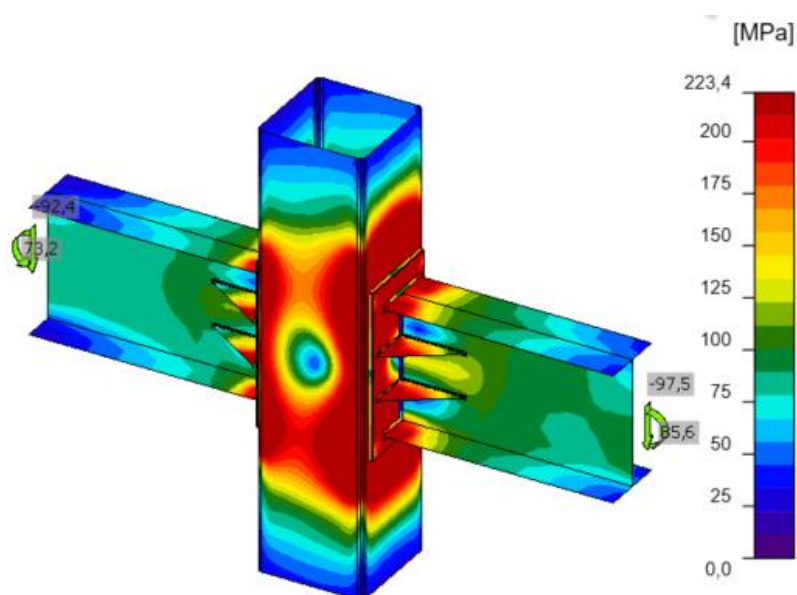


Figura 64. Tensión Equivalente conexión viga-columna interna – Caso 3.

Se calcula la tensión de contacto con la deformada, se presenta en la figura 65, como se visualiza el cálculo en el programa no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa, se comprueba que la soldadura resiste el esfuerzo a tracción usando un electrodo E7018 de uso estructural de 70000 psi o 490 MPa.

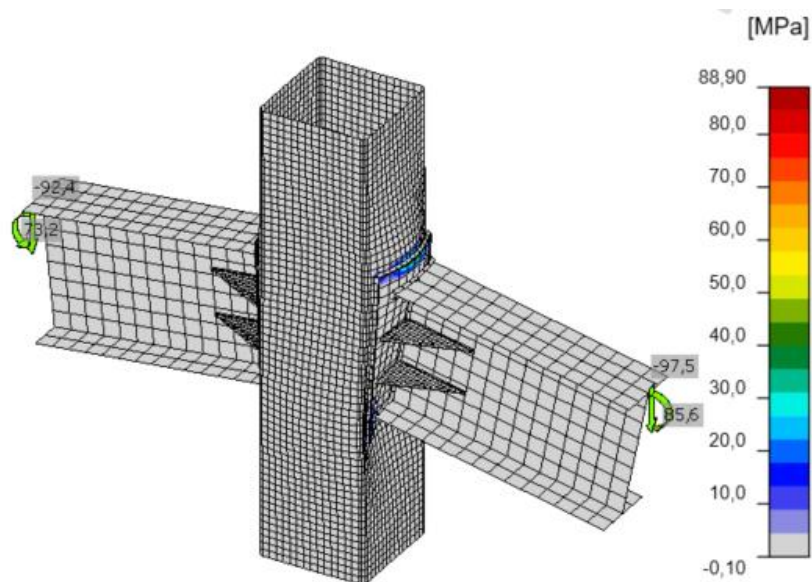


Figura 65. Tensión de Contacto conexión viga-columna interna – Caso 3.

Para las conexiones internas que se muestra en la figura 66, se diseña la conexión donde la principal característica es que la riostra descansa en la viga, siendo el nodo 50 el seleccionado, como se muestra a continuación:

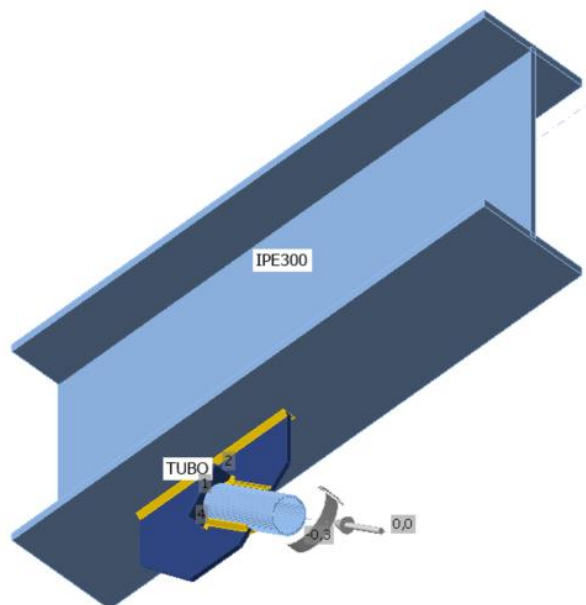


Figura 66. Conexión viga- riostra – Caso 3.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 67, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa.

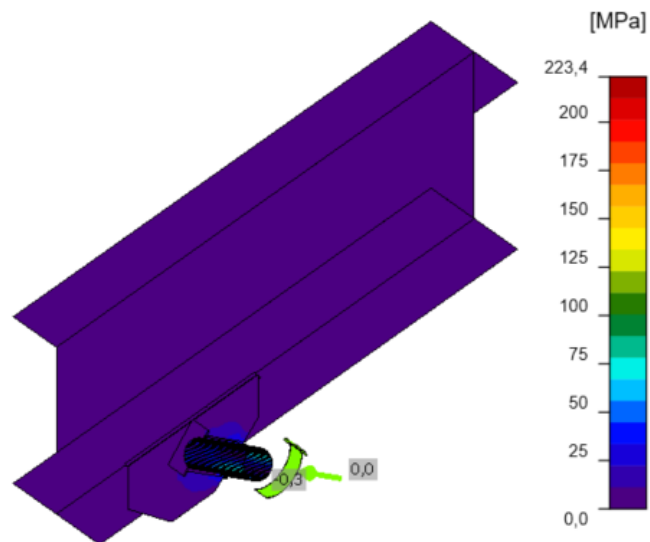


Figura 67. Tensión Equivalente conexión viga- riostra – Caso 3.

Se calcula la tensión de contacto con la deformada, se presenta en la figura 68, como se visualiza el cálculo en el programa no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa, se comprueba que la soldadura resiste el esfuerzo a tracción usando un electrodo E7018 de uso estructural de 70000 psi o 490 MPa.

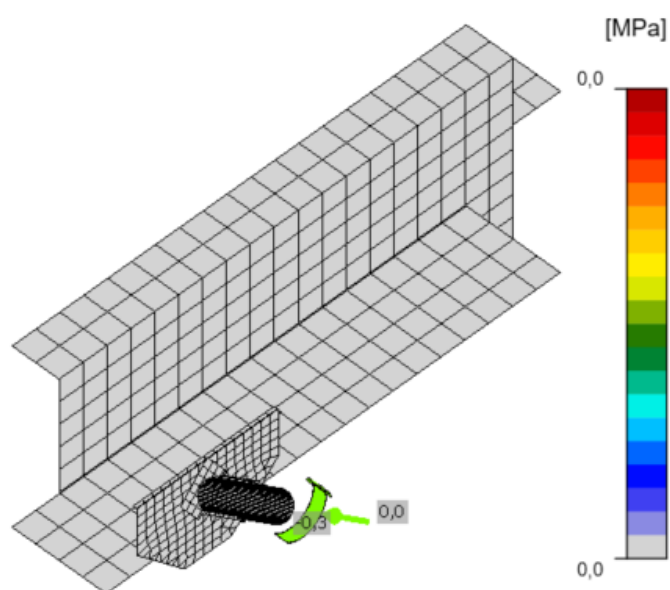


Figura 68. Tensión de Contacto conexión viga- riostra – Caso 3.

Para las conexiones exteriores que se muestra en la figura 69, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 2 el seleccionado, como se muestra a continuación:

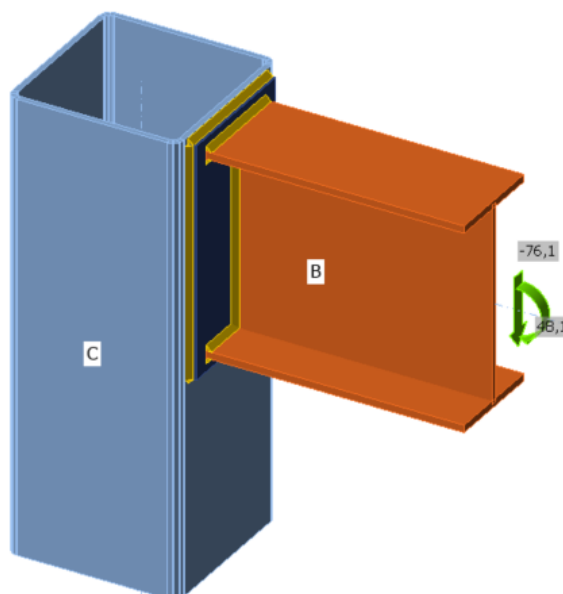


Figura 69. Conexión viga-columna externa– Caso 3.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 70, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa.

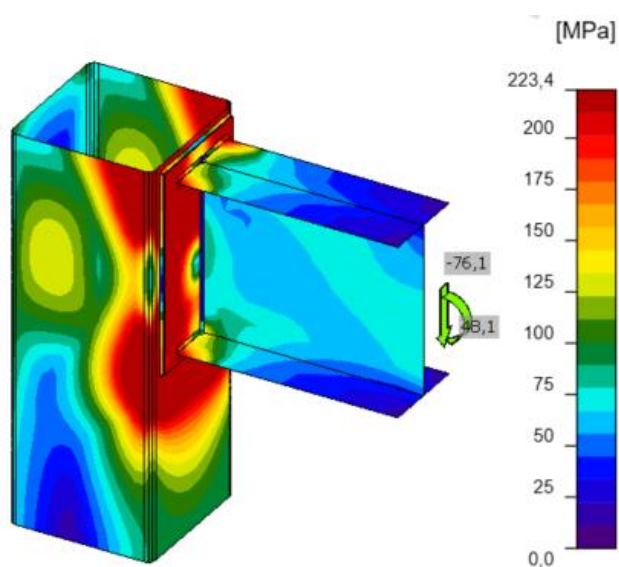


Figura 70. Tensión Equivalente conexión viga-columna externa – Caso 3.

Se calcula la tensión de contacto con la deformada, se presenta en la figura 71, como se visualiza el cálculo en el programa no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa, se comprueba que la soldadura resiste el esfuerzo a tracción usando un electrodo E7018 de uso estructural de 70000 psi o 490 MPa.

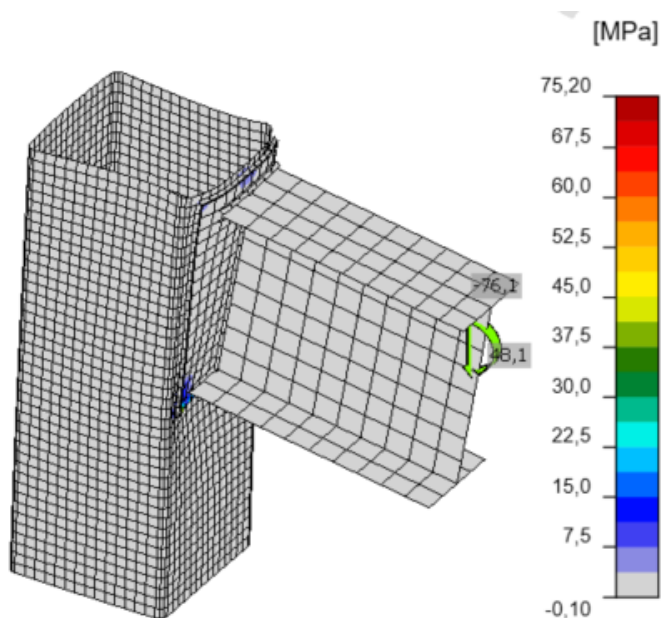


Figura 71. Tensión de Contacto conexión viga-columna externa – Caso 3.

Para las conexiones exteriores que se muestra en la figura 72, se diseña la conexión más crítica frente a la combinación de mismas características, siendo el nodo 20 el seleccionado, estos se diferencian por la adición de la riostra saliente como se muestra a continuación:

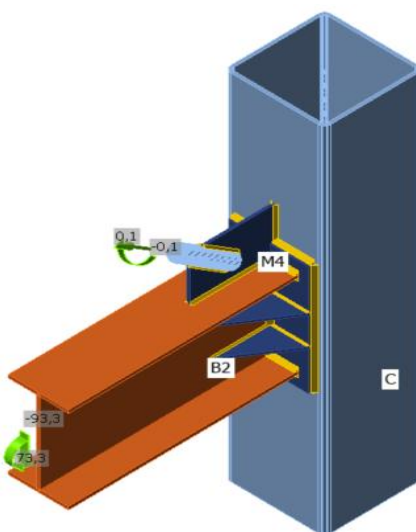


Figura 72. Conexión viga-columna externa con riostra– Caso 3.

En las conexiones el análisis se realiza bajo normativas de tensión, deformación respecto a la norma LRFD del 2016, Se calcula la tensión equivalente y se muestra en la figura 73, como se visualiza no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa.

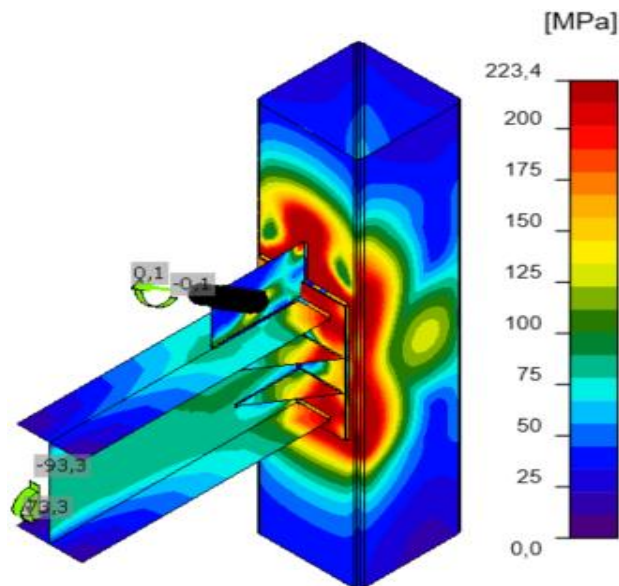


Figura 73. Tensión Equivalente viga-columna externa con riostra – Caso 3.

Se calcula la tensión de contacto con la deformada, se presenta en la figura 74, como se visualiza el cálculo en el programa no supera el límite elástico del acero ASTM A36 de 36ksi o 250 MPa, se comprueba que la soldadura resiste el esfuerzo a tracción usando un electrodo E7018 de uso estructural de 70000 psi o 490 MPa.

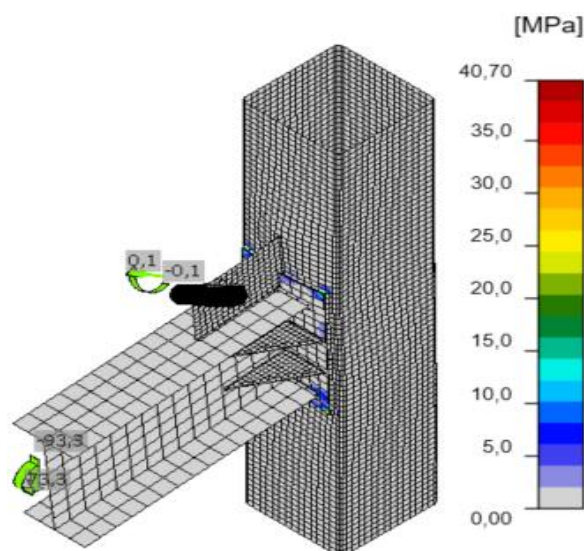


Figura 74. Tensión de Contacto viga-columna externa con riostra – Caso 3.

4.10. ANÁLISIS DE COSTOS

En este apartado los costos de la construcción será uno de los limitantes con más influencia para la toma de decisiones, se considerará precios referenciales y que se manejan en la industria ecuatoriana, con el fin de tener resultados cercanos a la realidad.

Se manejará por separado los tres casos y al final del trabajo de investigación se dará una resolución bajo el criterio del diseñador, el mismo que contendrá el caso más útil para las edificaciones residenciales, ubicadas en la sierra centro de Ecuador, siempre en busca de la mejora continua, resiliencia, seguridad estructural y economía.

Se considera la siguiente fórmula para el cálculo del costo de una estructura, esta ecuación es la más empleada:

$$\text{Costo Estructura (USD)} = \text{Precios Unitarios} \left(\frac{\text{USD}}{\text{Kg}} \right) * \text{Peso (Kg)}$$

Con este análisis se obtiene de una manera cuantitativa en USD, la cantidad de recueros empleados en cada caso estructural, generando una idea clara con la relación teórico-práctica que demanda en trabajo de investigación y la realidad nacional en Ecuador.

El uso de softwares especializados como el Sap2000 y el IdeaStatiCa los mismos que otorgan ciertos beneficios al momento de diseñar y simular la estructura poseen varias ventajas entre ellas se destaca una herramienta adicional que genera un costo aproximado en materiales para las conexiones, teniendo en cuenta todo lo que se emplea en acero adicional, soldadura y pernos obteniendo los siguientes compilados:

4.10.1. COSTOS TOTALES PARA EL CASO 1

Se desglosa los costos y sumatorias en la tabla 21 que se muestra a continuación.

Tabla 21. Análisis de Costos Pórtico – Caso 1.

COSTO DE MATERIALES					
ELEMENTO	PERFIL	MATERIAL	CANTIDAD	LONGITUD	PESO
VIGA	IPE300	ASTM A36	12	59,1	2495,67
COLUMNA	TC250X250X8	ASTM A36	5	47,25	2872,00
TOTAL, PESO PORTICO - CASO 1 - (kg)					5367,67
COSTO REFERENCIAL DEL ACERO ASTM A36 (USD/kg)					1,45
TOTAL, COSTO MATERIALES (USD)					7.783,12
COSTO DE LAS CONEXIONES					
TIPO	NODOS	MATERIAL	CANTIDAD	COSTO UND	SUB TOTAL
CENTRALES	12,13,14, 17,18,19	ASTM A36	6	146	876,00
APOYOS	1,3,5,7,9	ASTM A36 H.A.	5	93	465,00
EXTERIORES	16,11,2,4,6, 8,10,15,20	ASTM A36	9	42	378,00
TOTAL, COSTO MATERIAL CONEXIONES (USD)					1.719,00
COSTO MANO DE OBRA					
COSTO REFERENCIAL MONTAJE – MANO DE OBRA (USD)					2,55
PESO MATERIALES (kg) * MANO DE OBRA (USD/kg)					13.687,56
COSTO MATERIALES (USD)					7.783,12
COSTO MATERIAL CONEXIONES (USD)					1.719,00
COSTO TOTAL, PORTICO - CASO 1 - (USD)					23.189,68

4.10.2. COSTOS TOTALES PARA EL CASO 2

Se desglosa los costos y sumatorias en la tabla 17 que se muestra a continuación.

Tabla 22. Análisis de Costos Pórtico – Caso 2.

COSTO DE MATERIALES					
ELEMENTO	PERFIL	MATERIAL	CANTIDAD	LONGITUD	PESO
VIGA	IPE400	ASTM A36	12	59,10	3919,78
COLUMNA	TC300X300X8	ASTM A36	5	23,50	1723,53
	TC300X300X10	ASTM A36	5	23,75	2162,41
TOTAL, PESO PORTICO - CASO 2 - (kg)					7805,72
COSTO REFERENCIAL DEL ACERO ASTM A36 (USD/kg)					1,45
TOTAL, COSTO MATERIALES (USD)					11.318,29
COSTO DE LAS CONEXIONES					
TIPO	NODOS	MATERIAL	CANTIDAD	COSTO UND	SUB TOTAL
CENTRALES	12,13,14,	ASTM A36	6	187	1.122,00
	17,18,19				
APOYOS	1,7,21,23,25	ASTM A36 H.A.	5	70	350,00
EXTERIORES	16,11,2,4,6,	ASTM A36	9	39	351,00
	8,10,15,20				
TOTAL, COSTO MATERIAL CONEXIONES (USD)					1.823,00
COSTO MANO DE OBRA					
COSTO REFERENCIAL MONTAJE – MANO DE OBRA (USD)					2,55
PESO MATERIALES (kg) * MANO DE OBRA (USD/kg)					19.904,59
COSTO MATERIALES (USD)					11.318,29
COSTO MATERIAL CONEXIONES (USD)					1.823,00
COSTO TOTAL, PORTICO - CASO 2 - (USD)					33.045,88

4.10.3. COSTOS TOTALES PARA EL CASO 3

Se desglosa los costos y sumatorias en la tabla 18 que se muestra a continuación.

Tabla 23. Análisis de Costos Pórtico – Caso 3.

COSTO DE MATERIALES					
ELEMENTO	PERFIL	MATERIAL	CANTIDAD	LONGITUD	PESO
VIGA	IPE300	ASTM A36	12	59,10	2495,67
COLUMNA	TC250X250X8	ASTM A36	5	47,25	2872,00
RIOSTRA	TR-D88,9X3,2	ASTM A36	3	14,35	97,05
TOTAL, PESO PORTICO - CASO 3 - (kg)					5464,72
COSTO REFERENCIAL DEL ACERO ASTM A36 (USD/kg)					1,45
TOTAL, COSTO MATERIALES (USD)					7.923,84
COSTO DE LAS CONEXIONES					
TIPO	NODOS	MATERIAL	CANTIDAD	COSTO UND	SUB TOTAL
CENTRALES	12,13,14, 17,18,19	ASTM A36	6	146	876,00
APOYOS	1,3,5,7	A36 Y H.A.	4	57	228,00
AP RIOSTRA	9	A36 Y H.A.	1	65	65,00
VIGA – RIO.	50,21,22	ASTM A36	3	9	27,00
EXTERIORES	16,11,2,4,6,8,10	ASTM A36	7	42	294,00
COLUM- RIO	20,15	ASTM A36	2	84	168,00
TOTAL, COSTO MATERIAL CONEXIONES (USD)					1.658,00
COSTO MANO DE OBRA					
COSTO REFERENCIAL MONTAJE – MANO DE OBRA (USD)					2,55
PESO MATERIALES (kg) * MANO DE OBRA (USD/kg)					13.935,04
COSTO MATERIALES (USD)					7.923,84
COSTO MATERIAL CONEXIONES (USD)					1.658,00
COSTO TOTAL, PORTICO - CASO 3 - (USD)					23.516,88

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado se analiza los resultados obtenidos durante la investigación, durante el desarrollo se obtuvo datos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, que son el punto de partida analítico que se necesita para el análisis estructural de los pórticos, el mismo que se realizó mediante el uso de software especializado en este caso el SAP2000 se empleó para el análisis estructural y para el dimensionamiento de los elementos de acero, posteriormente se empleó el software IdeaStatiCa este programa fue clave en el diseño de las conexiones, cumpliendo con las diferentes normativas.

A continuación, se describirá las principales ventajas y desventajas de cada caso diseñado y simulado, con el fin de tener las características enlistadas para tomar la mejor alternativa costo beneficio, en función del cumplimiento de los parámetros estructurales y resistencia de materiales.

El caso 1 es un pórtico con apoyo empotrado, el mismo impide movimientos de rotación en los elementos estructurales que estén conectados a la cimentación, los elementos estructurales son continos empleando vigas *IPE300* y columnas *TC250x250x8*, los mismos que poseen un peso total de $5367,67 \text{ Kg}$, respecto a ratios ($\text{demanda}/\text{capacidad}$) los más altos están en las vigas superiores no superando el $0,582 < 1$, el esfuerzo máximo se presenta en el nodo 17, no superando los $1680 \text{ Kg}/\text{cm}^2$, lo que equivale a $23895,64 \text{ PSI} < 36000 \text{ PSI}$ del acero *ASTM A36*, en las derivas se evidencia el caso de mayor se presenta en el nodo 11 para la combinación de cargas 5, donde la deriva elástica tiene un valor de $0,013 \leq 0,02$, por lo cual cumple con las características de diseño planteadas, en este caso también se simula la conexión del nodo 17 siendo la más demandada, pero superando las sollicitaciones presentadas, con todos los aspectos previamente mencionados se obtiene que el valor para el diseño de este pórtico es de $23.189,68 \text{ USD}$, siendo el más económico de los tres candidatos.

El caso 2 es un pórtico con apoyo articulado y las columnas con diferentes espesores de las columnas, el cambio de sección de las columnas ayuda a fortalecer los pisos inferiores y aligerar la carga muerta de las columnas en la parte de superior, los elementos estructurales son discontinuos empleando vigas *IPE400* y columnas *TC3000x300x8* y *TC300X300X10*, los mismos que poseen un peso total de $7805,72 \text{ Kgf}$, respecto a ratios $\left(\frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}}\right)$ los más altos están en las vigas superiores no superando el $0,279 < 1$, el esfuerzo máximo se presenta en el nodo 17, no superando los $980 \text{ Kgf}/\text{cm}^2$, lo que equivale a $13939,12 \text{ PSI} < 36000 \text{ PSI}$ del acero *ASTM A36*, en las derivas se evidencia el caso de mayor se presenta en el nodo 16 para la combinación de cargas 5, donde la deriva elástica tiene un valor de $0,017 \leq 0,02$, por lo cual cumple con las características de diseño planteadas, en este caso también se simula la conexión del nodo 17 siendo la más demandada, pero superando las solicitaciones presentadas, con todos los aspectos previamente mencionados se obtiene que el valor para el diseño de este pórtico es de $33.045,88 \text{ USD}$, su costo es el más elevado de los tres casos presentados.

El caso 3 es un pórtico con apoyo articulado, las columnas con diferentes espesores y riostras en elementos estructurales, la principal ventaja que presenta es que al poseer riostras da apertura a modificaciones de columnas aligerando los extremos, reforzando las columnas centrales, además las derivas mejoran considerablemente, los elementos estructurales son continuos con riostras empleando vigas *IPE300*, columnas *TC250X250X8* y riostras de *TCD88.9x3.2*, los mismos que poseen un peso total de $5464,72 \text{ Kgf}$, respecto a ratios $\left(\frac{\text{demanda}}{\text{capacidad}}\right)$ el más alto está en la viga entre los nodos 17 y 18 obteniendo un valor de $0,617 < 1$, el esfuerzo máximo se presenta en el nodo 17, no superando los $1680 \text{ Kgf}/\text{cm}^2$, lo que equivale a $23895,64 \text{ PSI} < 36000 \text{ PSI}$ del acero *ASTM A36*, en las derivas se evidencia que el caso de mayor se presenta en el nodo 16 para la combinación de cargas 2, donde la deriva elástica tiene un valor de $0,0064 \leq 0,02$, por lo cual cumple con las características de diseño planteadas con mucha mejor resiliencia, en

este caso se simula la conexión del nodo 17 siendo la más demandada y a su vez el nodo 20 y 50, puesto que estos poseen la riostra y su configuración es diferente, pero superando las solicitaciones presentadas, con todos los aspectos previamente mencionados se obtiene que el valor para el diseño de este pórtico es de 23.516,88 USD, su costo se mantiene intermedio pero muy cercano al primer caso que es el más económico.

Analizando estos resultados de cada configuración diseñada y simulada puedo destacar que la opción tres presenta mayores ventajas con respecto a temas sismorresistentes, puesto a que sus derivas son mucho menores a las calculadas en las demás alternativas, además su costo beneficio es el que más bondades otorga puesto a que aumentado los recursos iniciales en 327,20 USD, se desarrolla un proyecto con mayor resiliencia y por ende mejor seguridad estructural con respecto al primer caso, las riostras son las que se llevan el crédito por la disipación de energía sísmica como se muestra en la figura 75, siendo un claro ganador en comparación con las diferentes opciones de diseño para una zona sísmica como la sierra centro del Ecuador específicamente para la ciudad de Ambato, dando paso a que la industria de la construcción genere estructuras capaces de mantenerse seguras durante toda su vida útil.

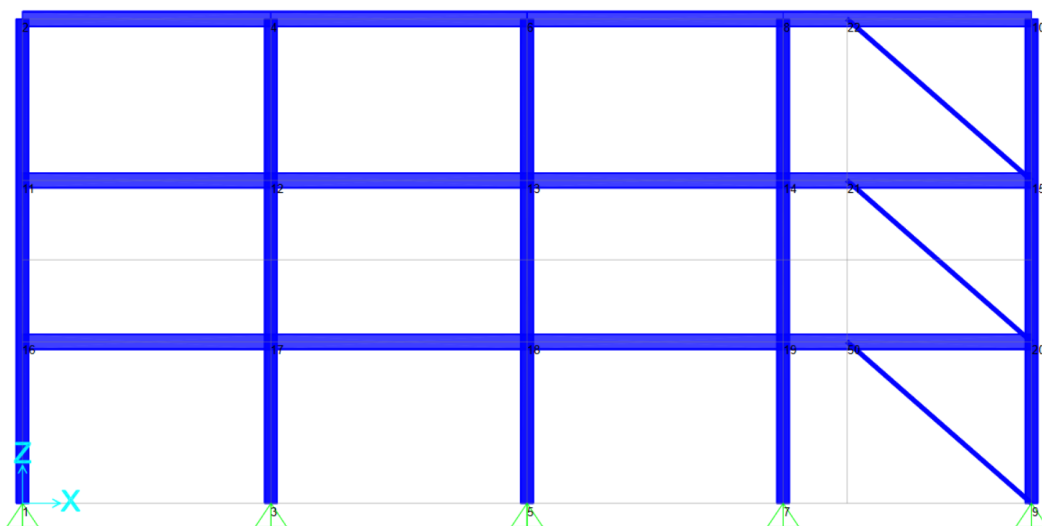


Figura 75. Selección de alternativa Caso 3

6. CONCLUSIONES

Se determinaron las características sísmicas esenciales las mismas que dieron apertura al desarrollo del proyecto, los datos iniciales son la base fundamental para el cálculo los diversos parámetros que se establece para la zona centro de Ecuador, específicamente para Ambato-Tungurahua la geografía se apega a los parámetros presentes en la NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, ya que la ubicación pertenece a la zona sísmica (V), con un tipo de suelo (C), siendo clave el uso de las ecuaciones de la NEC para definir los las aceleraciones, de la meseta ($S_a = 1,19g$), en la superficie ($ZF_a = 0,48g$), los periodos de la meseta , el inicial ($T_o = 0,10 s$), el periodo final ($T_c = 0,56 s$), el periodo de vibración de la estructura ($T = 0,39 s$) y con eso el espectro de respuesta elástico ($S_a = 1,71 g$), que posteriormente son de gran relevancia para el desarrollo y complementación de los cálculos para el análisis estructural.

Se diseñaron tres alternativas de pórticos planos cumpliendo con la restricción de cuatro niveles incluida la azotea y el uso del acero comercial ASTM A36 con ($F_y = 36 ksi$) y ($F_u = 58 - 80 ksi$), el suso de este acero surge de la disponibilidad inmediata en el país, cada caso analizado en este proyecto de investigación cumple con requisitos impuestos por la NEC-15 y NEC-SE-AC para Estructuras de Acero, los mismos que norman la rigidez, resistencia y ductilidad, precautelando la seguridad estructural y la resiliencia, se incluyó el dimensionamiento de todos los elementos estructurales y conexiones, los criterios de aprobación bajo normas y métodos como el LRFD, se diseñó y calculó las conexiones, se comprobó el diseño mediante softwares especializados, siendo SAP2000 para el análisis estructural e IdeaStatiCa para el desarrollo de las conexiones, orientado a que ninguna de las alternativas excedan límites en pandeo, fuerza cortante, flexión y derivas, asegurando la resiliencia y alargando la vida útil de la estructura.

Se generan los diseños con vigas de tipo IPE, debió a que son muy resistentes y capaces de soportar cargas a flexión manteniendo su inercia, distribuyen el peso de manera eficiente sin sacrificar resistencia, reduciendo su peso y por consecuencia el costo de la estructura, con respecto a las columnas se emplearon tubos cuadrados armados porque es estable para soportar cargas verticales y de corte, además es fácil de manipular para los operarios, su practicidad y versatilidad permiten que sea ampliamente usado, además es más económico que un perfil tipo HEB, se considera que para el proyecto el uso de vigas tipo tubo cuadrado armado son factibles puesto que se puede armar de las dimensiones necesarias sin sobredimensionar con respeto a peso y por consecuencia a costos, las ristas son elementos pequeños para asegurar la continuidad.

A todos los elementos estructurales se los trata en el superficie para tener mejores acabados estos pasos van desde limpiar la superficie de cualquier contaminante especialmente librar del óxido, se aplica una capara de imprimación o “primer” puesto que es el primer paso para mejorar la adherencia y la primera capa de protección, después en obra se aplica capas de pintura según lo requiera o este especificado, una vez culminado estos pasos se asegura que el acabado superficial va a ser optimo y no se generará problemas durante la vida útil de la estructura.

La simulación desarrollada en el proyecto, en los dos softwares dan a conocer el comportamiento de los tres casos de pórticos y las conexiones frente a las combinaciones de carga, siendo la segunda combinación la más crítica, seguida por la combinación cinco donde se presentan las fuerzas sísmicas, los resultados obtenidos se comparan directamente con las normativas ecuatorianas, donde las zonas críticas por esfuerzos y desplazamientos se mantienen dentro de los parámetros impuestos, obteniendo que cada propuesta con su configuración única resiste y está apta para la construcción, con respecto a los ratios se obtiene que en el caso 3 usando elementos estructurales más ligeros se tiene un valor de 0.617 que está acorde a la normativa tanto en seguridad estructural como en el balance económico sin comprometer ningún aspecto.

La comparación entre las tres configuraciones se muestra a detalle en el apartado de resultados y discusión, en el mismo se muestran las ventajas y características que existe entre las propuestas, pero el caso tres se muestra superior por su relación costo beneficio, cabe recalcar que cada alternativa cumple con la normativa ecuatoriana, para la zona sísmica establecida y las limitaciones impuestas, destacando las ventajas del tercer candidato se comprueba que poseer riostras da apertura a modificaciones de columnas aligerando los extremos, reforzando las columnas centrales, además las derivas mejoran considerablemente, todo esto con un peso total de $5464,72 \text{ Kgf}$, un ratio de $0,617 < 1$, el esfuerzo máximo de $23895,64 \text{ PSI} < 36000 \text{ PSI}$ del Acero ASTM A36, y su máxima deriva es $0,0064 \leq 0,02$, estas características que se consideran excelentes con un costo de $23.516,88 \text{ USD}$ tan solo $327,20 \text{ USD}$ más costoso que la alternativa más económica asegurando el equilibrio entre costo constructivo, desempeño, resiliencia y facilidad constructiva.

Con las conclusiones previamente mencionadas en función de los objetivos específicos, conduce a una conclusión final que está concatenada con el objetivo principal, por lo cual se destaca que el pórtico plano fue diseñado exitosamente, empleando las Normas Ecuatorianas de la Construcción y software especializado que en conjunto respetan las normativas para las condiciones sísmicas y geográficas presentes en la zona sierra centro del Ecuador, el desarrollo de este proyecto permite tener un enfoque preciso y consciente al momento de diseñar estructuras metálicas en zonas de alta demanda sísmica.

7. RECOMENDACIONES

Posterior al desarrollo de las conclusiones, se evidencian ciertos criterios que serían de gran ayuda para los estudios posteriores, por lo cual se recomienda:

Realizar un estudio de suelo para ajustar las zapatas y cimentaciones a las características del terreno asegurando la correcta transmisión de cargas en los apoyos.

Trabajar con personal calificado y tener procedimientos normados como PQR, WPS y WPQ, que aseguren la calidad de la soldadura cumpliendo los parámetros establecidos en el diseño.

Establecer protocolos de control de calidad y aseguramiento de calidad QA/QC, con el fin de no tener imprevistos que eleven los costos, provoquen accidentes y generen desperdicios de material, así se asegura que la estructura cumple con todos los parámetros establecidos.

Aplicar una capa de pintura a los elementos estructurales, después de una mezcla antioxidante para evitar inconvenientes a la hora de montaje, esto con el fin de alargar la vida útil de los elementos expuestos a diversas condiciones climáticas propias de la región.

8. REFERENCIAS

- [1] Duarte Maria de los Angeles, “GUIA PRÁCTICA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO”, *GUIA DE DISEÑO*, vol. 3, 2016, Consultado: el 30 de julio de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-3-ACERO.pdf>
- [2] N. E. De y L. A. Construcción, “ESTRUCTURAS DE ACERO”.
- [3] P. Germán y H. Romero, “Evaluacion del desempeño estructural en un edificio residencial de seis niveles en Cuenca”, UPS, Cuenca, 2023.
- [4] Escuela Politécnica Nacional, “Mapa Sismos - Instituto Geofísico - EPN”, 2025. Consultado: el 30 de julio de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://www.igepn.edu.ec/mapa-ultimos-sismos>
- [5] F. Javier, “Diseño sismorresistente De construcciones De acero”, 2014, Consultado: el 30 de julio de 2025. [En línea]. Disponible en: www.alacero.org
- [6] N. E. De y L. A. Construcción, “ESTRUCTURAS DE ACERO”, pp. 1–117, 2014.
- [7] N. E. De y L. A. Construcción, “PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE”.
- [8] Aisc, “Specification for Structural Steel Buildings Supersedes the Specification for Structural Steel Buildings dated and all previous versions Approved by the Committee on Specifications”, 2016.
- [9] J. M. Fisher, P. Computerized Structural Design, S. Milwaukee, y L. A. Kloiber, “Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition Steel Design Guide”, 2006.
- [10] N. E. De y L. A. Construcción, “GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES”.
- [11] SDI, “SDI MANUAL OF CONSTRUCTION WHITH STELL DECK”, pp. 1–48, 2006, Consultado: el 11 de agosto de 2025. [En línea]. Disponible en: https://stud-steeldeck.com/wp-content/uploads/2018/07/sdi_manual.pdf
- [12] “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, 2016, Consultado: el 11 de agosto de 2025. [En línea]. Disponible en: www.aisc.org
- [13] N. E. De y L. A. Construcción, “ESTRUCTURAS DE ACERO”.
- [14] G. Augusto, L. Gustavo, y W. Díaz, “Análisis estructural de elementos y conexiones principales de una nave industrial de 20 metros de luz y 9 metros de altura mediante software especializado”, Universidad Politécnica Salesiana, Quito, 2024.

- [15] F. Javier, “Diseño sismorresistente De construcciones De acero 4ta edición-2014”, 2014, Consultado: el 12 de agosto de 2025. [En línea]. Disponible en: www.alacero.org
- [16] P. Por El, “Código de soldadura estructural-Acero 23 ra edición Reemplaza a la norma AWS D1.1/D1.1M:2010”, 2015, Consultado: el 12 de agosto de 2025. [En línea]. Disponible en: www.copyright.com
- [17] P. J. Blau *et al.*, *METALS HANDBOOK*, 12a ed. 1923.
- [18] N. E. De y L. A. Construcción, “PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE”.
- [19] Toapanta Edison y Medina Christian, “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTUTAS DE AMBATO”, UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, AMBATO, 2018.
- [20] N. E. De y L. A. Construcción, “CARGAS (NO SÍSMICAS)”.
- [21] Aisc, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, dated July 12, 2016, and all previous versions Approved by the Committee on Specifications”, 2022.
- [22] A. Society of Civil Engineers, “MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES”.
- [23] J. Uribe, *ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS*, 2a ed., vol. 1. 2005. Consultado: el 13 de agosto de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.escuelaing.edu.co/server/api/core/bitstreams/e4baf53c-2aef-48c0-a761-f09c09995082/content>
- [24] J. C. McCormac y S. F. Csernak, *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*, 5ta ed. New Jersey: Pearson Education, 2013. Consultado: el 13 de agosto de 2025. [En línea]. Disponible en: <http://www.alfaomega.com.mx>
- [25] D. Navas y J. Rodríguez, “Vista de Perspectivas innovadoras sobre el patrimonio urbano. Hacia la regeneración integral de los barrios de vivienda colectiva”, 2024, pp. 1–19, sep. 2024, Consultado: el 29 de septiembre de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://epsir.net/index.php/epsir/article/view/647/385>
- [26] “Sistemas de arriostamiento: cuando el problema se convierte en arte - EADIC”, Consultado: el 29 de septiembre de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://eadic.com/blog/entrada/sistemas-de-arriostamiento/>
- [27] N. Koziner, “El frame-building”, *InMediaciones de la Comunicación*, vol. 17, núm. 2, pp. 197–218, 2022, doi: 10.18861/ic.2022.17.2.3313.
- [28] A. Soriano, “Conexiones soldadas”, *CYPE*, vol. 1, núm. 1, pp. 2–4, 2024, Consultado: el 14 de octubre de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://www.cype.pe/blog/conexiones-soldadas-o-atornilladas/>

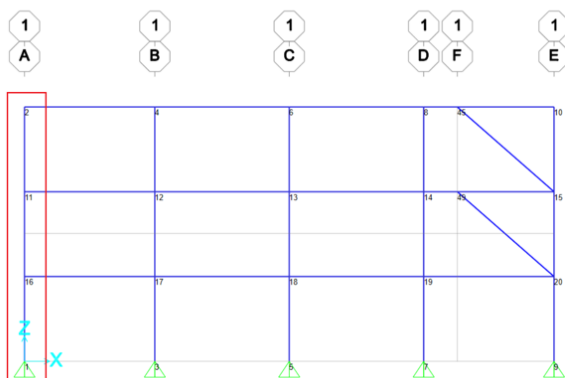
- [29] S. Feng, Y. Yang, N. Hao, X. Chen, y J. Zhou, “Experimental Study on Hysteretic Performance of Steel Moment Connection with Buckling-Restrained Dog-Bone Beam Sections”, *Buildings* 2024, Vol. 14, Page 760, vol. 14, núm. 3, p. 760, mar. 2024, doi: 10.3390/BUILDINGS14030760.
- [30] S. Zareie, A. S. Issa, R. J. Seethaler, y A. Zabihollah, “Recent advances in the applications of shape memory alloys in civil infrastructures: A review”, *Structures*, vol. 27, pp. 1535–1550, oct. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.05.058.
- [31] V. Nicole y A. Flores, “DESEMPEÑO DE MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE VARIOS PISOS SIN LOSA INTERMEDIA, CON ENLACES CORTOS, EN DISTINTAS UBICACIONES DE CHILE”, vol. 1, p. 84, 2022, [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/192684/Desempeno-de-marcos-con-arriostrados-excentricamente-de-varios-pisos-sin-losa-intermedia-con-enlaces-cortos-en-distintas-ubicaciones-de-Chile.pdf?sequence=1>
- [32] NEC-15 (NEC-SE-CG), *Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG)*. 2014. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- [33] Saavedra Carlos, “Verificación del cortante basal”, *Covenin*, pp. 1–8, 2001, Consultado: el 27 de octubre de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/>
- [34] MapliteStudio, “Why Idea Statica for Steel Connection Design”, | *MapliteStudio*, vol. 1, núm. 1, pp. 1–3, ene. 2023, Consultado: el 21 de noviembre de 2025. [En línea]. Disponible en: <https://maplitestudio.com/why-idea-statica-for-steel-connection-design-what-is-the-difference-between-conventional-connection-design-and-connection-design-with-ide-statica/>

9. ANEXOS

Derivas calculadas en Excel del Caso 3

Joint Text	OutputCase Text	U1 m	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ m	Altura (h) m	Deriva Inelástica	Fac (R)	Deriva Elástica	Deriva Norma	Comparacion
2	CASO2	-0,00696	-0,001532	3,15	-0,000486349	8	-0,003891	0,02	OK
11	CASO2	-0,005428	-0,002037	3,15	-0,000646667	8	-0,003880	0,02	OK
16	CASO2	-0,003391	-0,003391	3,15	-0,001076508	8	-0,006459	0,02	OK
1	CASO2	0	0	3,15	0	8	0	0,02	OK

Joint Text	OutputCase Text	U1 m	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$ m	Altura (h) m	Deriva Inelástica	Fac (R)	Deriva Elástica	Deriva Norma	Comparacion
2	CASO5	0,004517	0,000833	3,15	0,000264444	8	0,001587	0,02	OK
11	CASO5	0,003684	0,001309	3,15	0,000415556	8	0,002493	0,02	OK
16	CASO5	0,002375	0,002375	3,15	0,000753968	8	0,004524	0,02	OK
1	CASO5	0	0	3,15	0	8	0	0,02	OK



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

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

$$Deriva = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h}$$

Donde:

- Δ_i = desplazamiento lateral absoluto del piso i
- Δ_{i-1} = desplazamiento del piso inferior
- h = altura entre pisos

Exportación de fuerzas del caso de SAP200 a Excel

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P KN	V2 KN	M3 KN-m	FrameElem Text	ElemStation m	NODOS
11	5	CASO2	Combination	3,268	92,379	-73,2386	11-1	5	13
12	0	CASO2	Combination	3,54	-97,451	-85,5947	12-1	0	13
15	0	CASO2	Combination	16,591	-97,164	-85,6332	15-1	0	17
16	0	CASO2	Combination	18,397	-97,026	-85,0852	16-1	0	18
16	5	CASO2	Combination	18,397	91,865	-72,1842	16-1	5	19
23	2,6	CASO2	Combination	28,476	-3,114	41,9588	23-2	1,35	50
36	2,425	CASO2	Combination	14,62	1,652	41,8242	36-1	2,425	17
36	4,85	CASO2	Combination	14,62	93,264	-73,2626	36-1	4,85	17
40	9,45	CASO2	Combination	-76,061	-27,063	48,0692	40-3	3,15	2

EXTRAER	V2	M3
DERECHA	93,264	48,0692
2DO	92,379	41,9588
3RO	91,865	41,8242

EXTRAER	V2	M3
IZQUIERDA	-97,451	-85,6332
2DO	-97,164	-85,5947
3RO	-97,026	-85,0852

Check SAP2000 en el Caso 3 para la Viga

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 15 X Mid: 7,35 Combo: DSTL2 Design Type: Beam
 Length: 5, Y Mid: 0, Shape: IPE300 Frame Type: SMF
 Loc : 0, Z Mid: 3,15 Class: Compact Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0,012 AlphaPr/Pe=0,035 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8

PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75
 PhiS=0,9 PhiS-RI=1, PhiST=0,9

A=0,005 I33=8,356E-05 r33=0,125 S33=5,571E-04 Av3=0,003
 J=0, I22=6,040E-06 r22=0,034 S22=8,053E-05 Av2=0,002
 E=199947978,8 Fy=248211,284 Ry=1,5 z33=6,280E-04 Cw=0,
 RLLF=1, Fu=399895,958 z22=1,250E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,	16,591	-85,633	0,	-97,164	0,	0,

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-1b)

D/C Ratio: 0,617 = 0,007 + 0,61 + 0,
 = (1/2)(Pr/Fc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	7,009	10,785	28,382		Compact
/Web	38,028	106,717	161,779	260,	Compact
Minor/Flange	7,009	10,785	28,382		Compact
/Web	38,028	106,717	161,779	260,	Compact
Axial/Flange	7,009		15,894		Compact
/Web	38,028		42,29		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2,H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,

LTB	Lltb	Kltb	Cb
	1,	1,	2,58

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	16,591	376,319	1201,839

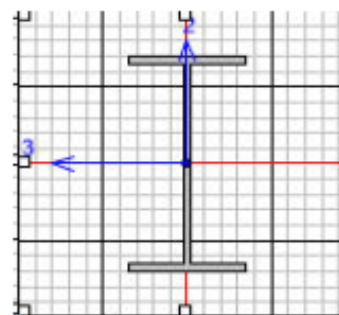
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	-85,633	140,289	140,289	93,88
Minor Moment	0,	27,924		

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	97,164	317,214	0,306	OK
Minor Shear	0,	430,249	0,	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	97,164	91,726



Check SAP2000 en el Caso 3 para la Columna

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 40 X Mid: 0, Combo: DSTL2 Design Type: Column
Length: 9,45 Y Mid: 0, Shape: TUBO 250X250X8 Frame Type: SMF
Loc : 3,15 Z Mid: 4,725 Class: Compact Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,136 AlphaPr/Pe=0,157 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8

PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75
PhiS=0,9 PhiS-RI=1, PhiST=0,9

A=0,008 I33=7,567E-05 r33=0,099 S33=6,054E-04 Av3=0,004
J=1,134E-04 I22=7,567E-05 r22=0,099 S22=6,054E-04 Av2=0,004
E=199947978,8 Fy=248211,284 Ry=1,5 z33=7,030E-04
RLLF=1, Fu=399895,958 z22=7,030E-04

HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3,15	-262,269	26,783	0,	-8,503	0,	0,

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)

D/C Ratio: 0,397 = 0,245 + 0,152 + 0,
= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda p	Lambda r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	29,25	31,788	42,29		Compact
/Web	29,25	68,685	161,779		Compact
Minor/Flange	29,25	68,685	161,779		Compact
/Web	29,25	31,788	42,29		Compact
Axial/Flange	29,25		42,29		Compact
/Web	29,25		42,29		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,333	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,	1,	2,544

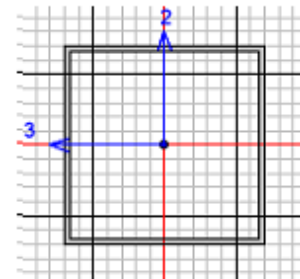
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-262,269	1069,245	1729,933

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	26,783	157,049	157,049	157,049
Minor Moment	0,	157,049		

	Tu Moment	Tn Capacity	phi*Tn Capacity
Torsion	0,	139,253	125,328

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	8,503	501,824	0,017	OK
Minor Shear	0,	501,824	0,	OK



Check SAP2000 en el Caso 3 para la Riostra

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 5 X Mid: 17,9 Combo: DSTL3 Design Type: Brace
Length: 4,784 Y Mid: 0, Shape: TUBO-D88.9X3.2 Frame Type: SMF
Loc : 0, Z Mid: 7,875 Class: Compact Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,114 AlphaPr/Pe=0,358 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8

PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75
PhiS=0,9 PhiS-RI=1, PhiST=0,9

A=8,616E-04 I33=0, r33=0,03 S33=1,782E-05 Av3=4,267E-04
J=1,582E-06 I22=0, r22=0,03 S22=1,782E-05 Av2=4,267E-04
E=199947978,8 Fy=248211,284 Ry=1,5 z33=2,351E-05
RLLF=1, Fu=399895,958 z22=2,351E-05

HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL3)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,	-24,455	-0,251	0,	-0,244	0,	0,

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)

D/C Ratio: 0,496 = 0,454 + 0,042 + 0,
= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda p	Lambda r	Lambda s	Compactness
Bending/Any	27,781	56,389	249,722	362,5	Compact
Axial/Flange	27,781		88,611		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,

LTB	Lltb	Kltb	Cb
	1,	1,	1,564

Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
	-24,455	53,918	192,473

Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
	-0,251	5,252	5,252	5,252
Minor Moment	0,	5,252		

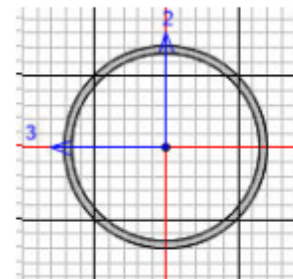
Torsion	Tu Moment	Tn Capacity	phi*Tn Capacity
	0,	5,498	4,948

SHEAR CHECK

Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
	0,244	57,742	0,004	OK
Minor Shear	0,	57,742	0,	OK

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

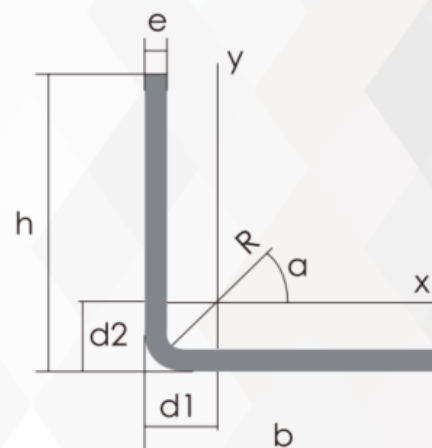
Axial	P Comp	P Tens
	-24,455	0,



PERFILES ESTRUCTURALES ÁNGULOS “L” DOBLADO

Especificaciones Generales:

Norma:	NTE INEN 1623
Calidad:	ASTM A36
Largo Normal:	6,00m y medidas especiales
Espesores:	Desde 2.00mm - 12mm
Acabado:	Acero Negro



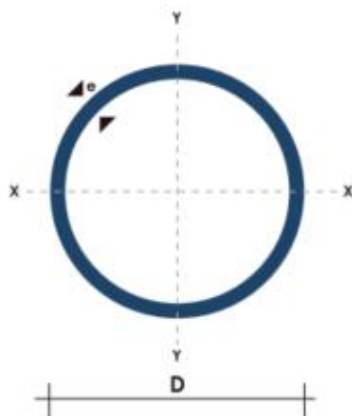
Descripción	Ángulos de alas iguales																			
	b	h	e	Masa	Área	d1	d2	Ángulo α	Eje X - X			Eje Y - Y			Eje U - U			Eje V - V		
									Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	Iu	Wu	ru	Iv	Wv	rv
mm	mm	mm	Kg/m	cm ²	cm	cm	(°)	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 100 x 6	100	100	6	8,89	11,33	2,79	2,79	45,00	112,19	15,57	3,15	112,19	15,57	3,15	182,66	25,83	4,02	41,72	11,78	1,92
L 100 x 8	100	100	8	11,62	14,81	2,90	2,90	45,00	144,10	20,29	3,12	144,10	20,29	3,12	236,17	33,40	3,99	52,04	14,69	1,87
L 100 x 10	100	100	10	14,23	18,14	3,00	3,00	45,00	173,42	24,77	3,09	173,42	24,77	3,09	286,18	40,47	3,97	60,66	17,15	1,83
L 100 x 12	100	100	12	16,72	21,32	3,10	3,10	45,00	200,21	29,03	3,06	200,21	29,03	3,06	332,74	47,06	3,95	67,68	19,16	1,78
L 125 x 5	125	125	5	9,44	12,04	3,37	3,37	45,00	189,41	20,74	3,97	189,41	20,74	3,97	306,48	34,67	5,05	72,35	16,34	2,45
L 125 x 6	125	125	6	11,24	14,33	3,42	3,42	45,00	224,00	24,67	3,95	224,00	24,67	3,95	363,34	41,11	5,04	84,67	19,12	2,43
L 125 x 8	125	125	8	14,75	18,81	3,52	3,52	45,00	290,00	32,29	3,93	290,00	32,29	3,93	472,77	53,49	5,01	107,23	24,21	2,39
L 125 x 10	125	125	10	18,15	23,14	3,62	3,62	45,00	351,80	39,62	3,90	351,80	39,62	3,90	576,60	65,23	4,99	127,00	28,70	2,34
L 125 x 12	125	125	12	21,43	27,32	3,72	3,72	45,00	409,60	46,66	3,87	409,60	46,66	3,87	674,90	76,36	4,97	144,20	32,60	2,30
L 150 x 6	150	150	6	13,59	17,33	4,04	4,04	45,00	392,80	35,85	4,76	392,80	35,85	4,76	635,50	59,92	6,06	150,00	28,24	2,94
L 150 x 8	150	150	8	17,89	22,81	4,14	4,14	45,00	511,10	47,07	4,73	511,10	47,07	4,73	830,40	78,29	6,03	191,80	36,09	2,90
L 150 x 10	150	150	10	22,07	28,14	4,24	4,24	45,00	623,30	57,94	4,71	623,30	57,94	4,71	1017,00	95,89	6,01	229,60	43,21	2,86
L 150 x 12	150	150	12	26,14	33,32	4,34	4,34	45,00	729,50	68,46	4,68	729,50	68,46	4,68	1195,60	112,72	5,99	263,40	49,59	2,81
L 175 x 6	175	175	6	15,95	20,33	4,67	4,67	45,00	630,20	49,11	5,57	630,20	49,11	5,57	1017,90	82,26	7,08	242,40	39,12	3,45
L 175 x 8	175	175	8	21,03	26,81	4,77	4,77	45,00	823,00	64,63	4,77	823,00	64,63	4,77	1334,00	107,80	7,05	312,00	50,33	3,41
L 175 x 10	175	175	10	25,99	33,14	4,87	4,87	45,00	1007,40	79,74	5,51	1007,40	79,74	5,51	1638,70	132,43	7,03	376,10	60,66	3,37
L 175 x 12	175	175	12	30,84	39,32	4,97	4,97	45,00	1183,50	94,43	5,49	1183,50	94,43	5,49	1932,30	156,15	7,01	434,70	70,13	3,33
L 200 x 6	200	200	6	18,30	23,33	5,29	5,29	45,00	948,00	64,46	6,37	948,00	64,46	6,37	1529,40	108,14	8,10	366,60	51,77	3,96
L 200 x 8	200	200	8	24,16	30,81	5,39	5,39	45,00	1241,30	84,97	6,35	1241,30	84,97	6,35	2008,50	142,03	8,07	474,10	66,93	3,92
L 200 x 10	200	200	10	29,91	38,14	5,49	5,49	45,00	1523,60	105,00	6,32	1523,60	105,00	6,32	2472,80	174,86	8,05	574,40	81,07	3,88
L 200 x 12	200	200	12	35,55	45,32	5,59	5,59	45,00	1795,00	124,56	6,29	1795,00	124,56	6,29	2922,50	206,65	8,03	667,50	94,20	3,84
L 250 x 6	250	250	6	23,00	29,33	6,54	6,54	45,00	1871,70	101,40	7,99	1871,70	101,40	7,99	3014,20	170,51	10,14	729,10	82,37	4,99
L 250 x 8	250	250	8	30,44	38,81	6,64	6,64	45,00	2459,90	133,98	7,96	2459,90	133,98	7,96	3970,70	224,62	10,12	949,00	107,19	4,95
L 250 x 10	250	250	10	37,76	48,14	6,74	6,74	45,00	3030,60	165,96	7,93	3030,60	165,96	7,93	4903,70	277,39	10,09	1157,60	130,72	4,90
L 250 x 12	250	250	12	44,96	57,32	6,84	6,84	45,00	3584,00	197,33	7,91	3584,00	197,33	7,91	5813,00	328,85	10,07	1355,00	152,97	4,86

Dimensiones exteriores a la sección transversal
 Radio de curvatura interior igual a 1.55e para espesores menores a 6.00mm
 Radio de curvatura interior igual a 2e para espesores de 6.00mm o mayores

TUBO ESTRUCTURAL REDONDO

Especificaciones Generales:

Norma:	NTE INEN 2415
Calidad:	SAE J 403 1008
Acabado:	Acero negro o galvanizado
Largos:	6,00m y medidas especiales
Dimensiones:	Desde 7/8" a 3"
Espesores:	Desde 1,50mm a 3,00mm



(D) Diámetro	Esesor	Peso	Área	I	W	I
Pulgadas	mm	Kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³
7/8"	1.50	0.77	0.98	0.53	0.47	0.73
1"	1.50	0.88	1.13	0.81	0.64	0.85
1 1/4"	1.50	1.12	1.43	1.63	1.03	1.07
1 1/2"	1.50	1.35	1.72	2.89	1.52	1.30
1 3/4"	1.50	1.59	2.02	4.67	2.10	1.52
2"	1.50	1.82	2.32	7.06	2.78	1.74
2 1/2"	1.50	2.29	2.92	14.05	4.42	2.19
3"	1.50	2.76	3.52	24.56	6.45	2.64
1"	2.00	1.15	1.47	1.01	0.80	0.83
1 1/4"	2.00	1.47	1.87	2.08	1.31	1.05
1 1/2"	2.00	1.78	2.27	3.71	1.95	1.29
1 3/4"	2.00	2.09	2.67	6.02	2.71	1.50
2"	2.00	2.41	3.07	9.14	3.60	1.73
2 1/2"	2.00	3.03	3.86	18.29	5.76	2.18
3"	2.00	3.66	4.66	32.11	8.43	2.62
2"	3.00	3.54	4.51	12.92	5.09	1.69
2 1/2"	3.00	4.48	5.70	26.15	8.24	2.14
3"	3.00	5.42	6.90	46.29	12.15	2.59

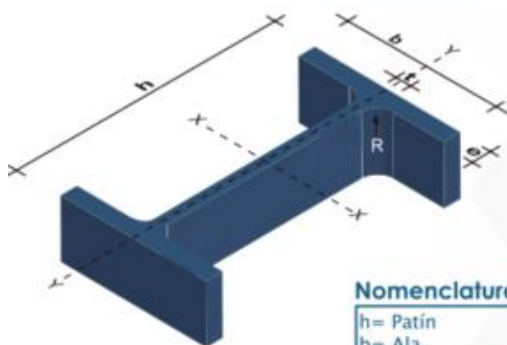
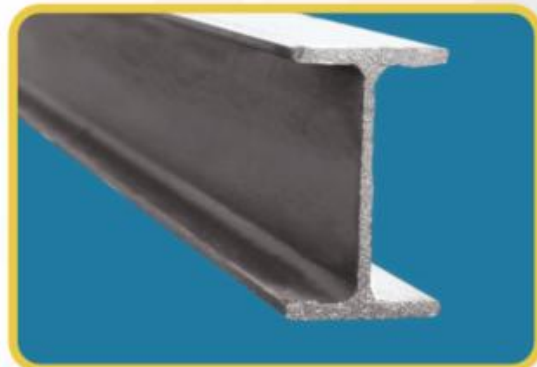
PERFILES LAMINADOS

IPE

Especificaciones Generales:

Norma:	RTE INEN 018
Calidad:	ASTM A36 / ENS 235 JR / EN10025 / ASTM A 572 GR 50 / ENS 355 J2
Largo Normal:	6,00mts y 12mts
Acabado:	Acero negro

*Otras calidades, otros largos y otros acabados previa consulta



Nomenclatura

h= Patín
b= Ala
t= Espesor Alma
e= Espesor Ala
R= Radio Giro Alma



DENOMINACIÓN	DIMENSIONES					PROPIEDADES					
	h	b	t	e	R	ÁREA SECCIÓN cm ²	PESOS kg/mts	INERCIA (cm ⁴)		MÓDULO RESISTENCIA (cm ³)	
	mm	mm	mm	mm	mm			Eje x-x	Eje y-y	Eje x-x	Eje y-y
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00

Cálculo de la conexión crítica del caso 3 IdeaStatiCa.

Datos del Proyecto

Nombre del Proyecto Nodo13_C3
 Número del Proyecto 17
 Autor S_Gavilanes
 Descripción
 Fecha 18/11/2025
 Normativa de cálculo AISC 360-16

Material

Acero A36

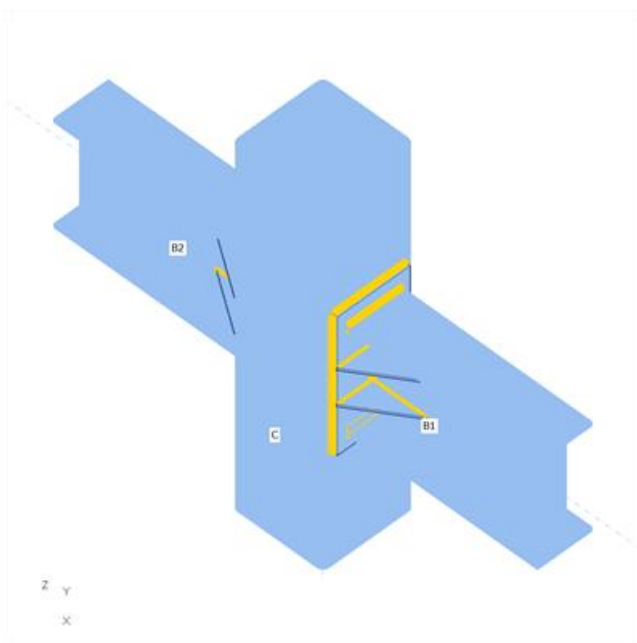
Ítem del proyecto CON1

Diseño

Nombre Nodo13_C3
 Descripción
 Análisis Tensión, deformación/ Carga simplificada
 Normativa de cálculo AISC - LRFD 2016

Elementos estructurales

Nom bre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]	Fuerzas en
C	6 - RHS250 x250	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nodo
B1	3 - IPE300	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nodo
B2	3 - IPE300	180,0	0,0	0,0	0	0	0	Nodo



Secciones

Nombre	Material
6 - RHS250x250	A36
3 - IPE300	A36

Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	0,0	0,0	-97,5	0,0	85,6	0,0
	B2	0,0	0,0	-92,4	0,0	73,2	0,0

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	$2,0 < 5,0\%$	OK
Soldaduras	$92,7 < 100\%$	OK
Pandeo	Calculado	OK

Placas

Nombre	f_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Estado de la verificación
C	248,2	8,0	LE1	227,0	1,8	46,6	OK
B1-bfl 1	248,2	10,7	LE1	224,9	0,7	0,0	OK
B1-tfl 1	248,2	10,7	LE1	224,8	0,7	0,0	OK
B1-w 1	248,2	7,1	LE1	140,3	0,0	0,0	OK
B2-bfl 1	248,2	10,7	LE1	213,1	0,3	0,0	OK

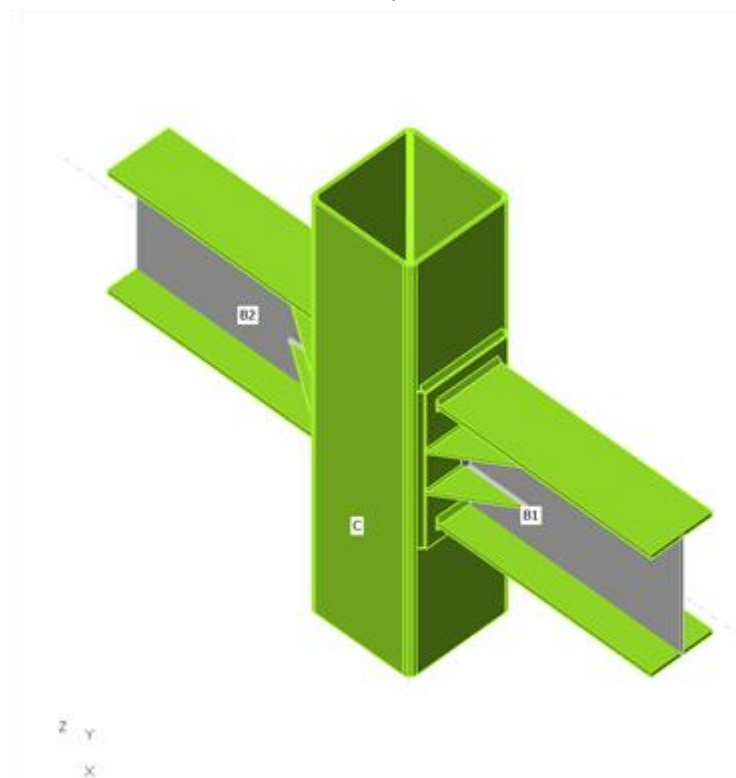
B2-tfl 1	248,2	10,7	LE1	217,1	0,3	0,0	OK
B2-w 1	248,2	7,1	LE1	121,7	0,0	0,0	OK
EP1	248,2	15,0	LE1	225,6	1,1	88,9	OK
EP2	248,2	15,0	LE1	224,3	0,4	55,8	OK
RIB1a	248,2	6,0	LE1	227,2	1,9	0,0	OK
RIB1b	248,2	6,0	LE1	227,4	2,0	0,0	OK
RIB1c	248,2	6,0	LE1	227,2	1,9	0,0	OK
RIB1d	248,2	6,0	LE1	227,3	2,0	0,0	OK
RIB2a	248,2	6,0	LE1	224,8	0,7	0,0	OK
RIB2b	248,2	6,0	LE1	225,0	0,8	0,0	OK
RIB2c	248,2	6,0	LE1	224,8	0,7	0,0	OK
RIB2d	248,2	6,0	LE1	225,0	0,8	0,0	OK

Datos de diseño

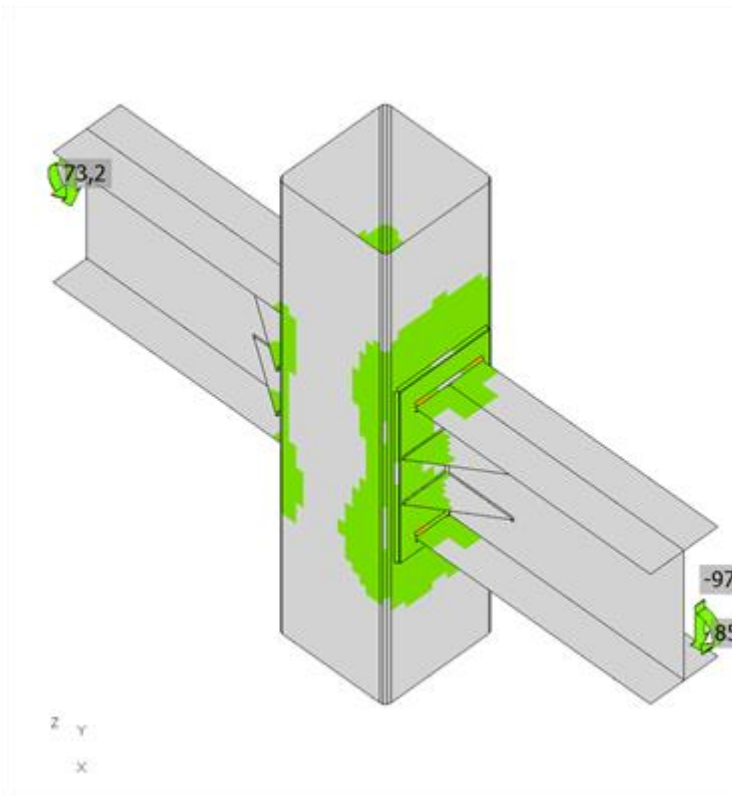
Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
A36	248,2	5,0

Explicación del símbolo

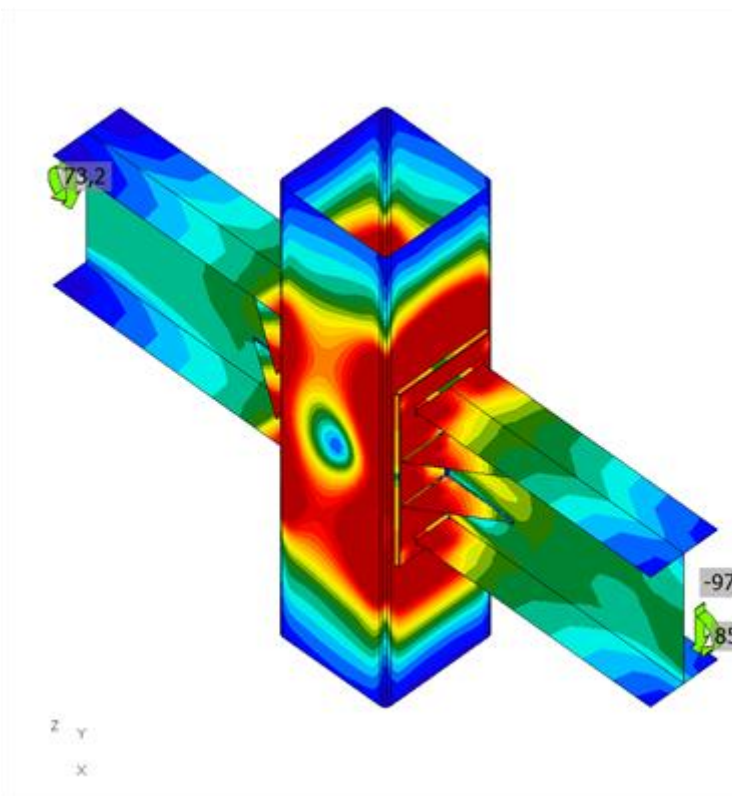
- ϵ_{Pl} Deformación plástica
- σ_{CEd} Tensiones de Contacto
- σ_{Ed} Ec. tensión
- f_y Límite elástico
- ϵ_{lim} Límite de la deformación plástica



Verificación general, LE1



Verificación de deformación, LE1



Tensión equivalente, LE1

Weld sections

Ítem	Borde	Xu	T _h [mm]	L _s [mm]	L [mm]	L _c [mm]	Cargas	F _n [kN]	φR _n [kN]	Ut [%]	Estado
EP1	B1-bfl 1	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	149	25	LE1	44,0	57,1	77,0	OK
		E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	150	25	LE1	43,8	47,6	92,0	OK
EP1	B1-tfl 1	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	150	25	LE1	44,1	47,6	92,7	OK
		E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	149	25	LE1	43,7	57,0	76,7	OK
EP1	B1-w 1	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	289	24	LE1	19,2	47,5	40,4	OK
		E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	289	24	LE1	19,2	47,4	40,6	OK
C-w 1	EP1	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	378	16	LE1	28,5	35,8	79,7	OK
C-w 1	EP1	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	378	16	LE1	28,5	36,1	79,0	OK
EP2	B2-bfl 1	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	149	25	LE1	42,9	57,1	75,2	OK
		E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	149	25	LE1	41,8	55,4	75,4	OK
EP2	B2-tfl 1	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	149	25	LE1	41,7	55,3	75,4	OK
		E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	149	25	LE1	42,9	57,0	75,1	OK
EP2	B2-w 1	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	289	24	LE1	10,4	50,8	20,4	OK
		E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	289	24	LE1	10,7	51,0	21,0	OK
C-w 3	EP2	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	378	16	LE1	27,6	36,2	76,2	OK
C-w 3	EP2	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	378	16	LE1	27,6	36,2	76,2	OK
EP1	RIB1a	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,3	8,7	72,5	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,3	8,2	77,1	OK
B1-w 1	RIB1a	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	3,7	8,2	44,6	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	3,3	8,0	40,8	OK
EP1	RIB1b	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,3	8,1	77,1	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	96	10	LE1	6,4	8,5	75,6	OK
B1-w 1	RIB1b	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	4,4	6,7	65,6	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	4,3	6,6	64,4	OK
EP1	RIB1c	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,3	8,2	77,1	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,3	8,7	72,5	OK
B1-w 1	RIB1c	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	3,3	8,0	41,7	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	3,6	8,3	44,0	OK
EP1	RIB1d	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	96	10	LE1	6,4	8,5	75,6	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,3	8,1	77,1	OK
B1-w 1	RIB1d	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	4,3	6,6	64,3	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	4,3	6,7	64,5	OK
EP2	RIB2a	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	96	10	LE1	6,3	8,4	75,1	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,2	8,2	75,7	OK

B2-w 1	RIB2a	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	3,0	8,5	35,4	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	2,6	8,4	31,4	OK
EP2	RIB2b	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,2	8,2	75,7	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	96	10	LE1	6,4	8,5	75,1	OK
B2-w 1	RIB2b	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	2,7	8,4	31,7	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	3,0	8,5	35,3	OK
EP2	RIB2c	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,2	8,2	75,6	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	96	10	LE1	6,3	8,4	75,1	OK
B2-w 1	RIB2c	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	2,6	8,4	31,5	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	3,0	8,5	35,3	OK
EP2	RIB2d	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	96	10	LE1	6,4	8,5	75,1	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	95	10	LE1	6,2	8,2	75,7	OK
B2-w 1	RIB2d	E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	3,0	8,5	35,4	OK
		E70xx	▲2,8▲	▲4,0▲	149	10	LE1	2,7	8,4	31,6	OK
C-w 1	C	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	398	15	LE1	22,9	29,5	77,9	OK
C-w 3	C	E70xx	▲7,1▲	▲10,0▲	399	15	LE1	22,1	28,9	76,4	OK

Explicación del símbolo

- T_h Espesor de garganta de soldadura
- L_s Tamaño de la soldadura
- L Longitud de la soldadura
- L_c Longitud del elemento crítico de la soldadura
- F_n Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
- ϕR_n Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4
- Ut Utilización

Resultado detallado para EP1 / B1-tfl 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot 47,6 \text{ kN} \geq F_n = 44,1 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nw} = 359,4 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia nominal del material de aportación:}$$

$$F_{nw} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$$

, donde:

$$F_{EXX} =$$

482,6 MPa – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

$$\theta =$$

37,9° – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 176 \text{ mm}^2 \quad \text{– área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

Estimación de coste

Acero

Calidad del acero	Peso total [kg]	Coste Unitario [US\$/kg]	Coste [US\$]
A36	20,72	2,50	51,81

Soldaduras

Tipo de soldadura	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Peso total [kg]	Coste Unitario [US\$/kg]	Coste [US\$]
Doble cordón	7,1	10,0	1,84	45,00	82,61
Doble cordón	2,8	4,0	0,25	45,00	11,14

Perforación de agujeros



Coste del montaje de los tornillos [US\$]	Porcentaje del costo de montaje del perno [%]	Coste [US\$]



Resumen de coste

Resumen de la estimación de coste	Coste [US\$]
Coste total estimado	145,56

Listado de material

Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
EP1	P15,0x200,0-380,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura: a = 7,1 tendón de soldadura simple: a = 7,1	589,3 1160,0		
EP2	P15,0x200,0-380,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura: a = 7,1 tendón de soldadura simple: a = 7,1	589,3 1160,0		

RIB1	P6,0x100,0-150,0 (A36)		4	Doble tendón de soldadura: a = 2,8	985,8		
RIB2	P6,0x100,0-150,0 (A36)		4	Doble tendón de soldadura: a = 2,8	985,8		

Soldaduras

Tipo	Material	Espesor de garganta [mm]	Tamaño de pierna [mm]	Longitud [mm]
Doble tendón de soldadura	E70xx	7,1	10,0	1178,6
tendón de soldadura simple	E70xx	7,1	10,0	2320,0
Doble tendón de soldadura	E70xx	2,8	4,0	1971,6

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de fricción - hormigón	0,40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Coeficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0,30	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica límite	0,05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribución plástica		
Detallado	No		
Distancia entre tornillos [d]	2,66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y el borde [d]	1,25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ambos		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC 360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Sí		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación límite local	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para secciones huecas