



## ! 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 ESTRUCTURAS METÁLICAS  
SISMORRESISTENTES PARA NAVES INDUSTRIALES  
CON PUENTE GRÚA DE CAPACIDAD DE 5  
TONELADAS EN LAS CIUDADES DE CUENCA Y  
MACAS PARA LA EMPRESA "SANGAYSCHOOL"

AUTOR:

JOHN ALEXANDER FAREZ BENALCAZAR

DIRECTOR:

PAUL BOLÍVAR TORRES JARA

CUENCA – ECUADOR

2025

**Autor:****John Alexander Farez Benalcazar**

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 Cuenca.

[jfarezb@est.ups.edu.ec](mailto:jfarezb@est.ups.edu.ec)

**Dirigido por:****Paul Bolívar Torres Jara**

Ingeniero Mecánico.

Magíster en Ciencias de la Ingeniería con mención en Ingeniería Mecánica.

[ptorresj@ups.edu.ec](mailto:ptorresj@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.

CUENCA – ECUADOR – SUDAMÉRICA

JOHN ALEXANDER FAREZ BENALCAZAR

Diseño de estructuras metálicas sismorresistentes para naves industriales con puente grúa de capacidad de 5 toneladas en las ciudades de Cuenca y Macas para la empresa “Sangayschool”

# Dedicatoria

Este trabajo de tesis está dedicado con profundo respeto y gratitud a mis padres, pilares fundamentales en mi formación personal y profesional.

A mi padre, por enseñarme el valor de la integridad, la perseverancia y el pensamiento crítico. Su ejemplo de fortaleza y sabiduría ha sido guía constante en cada decisión trascendental de mi vida.

A mi madre, por su amor incondicional, su escucha paciente y su capacidad de iluminar mis días más complejos con palabras de aliento y fe en mi potencial. Su presencia ha sido refugio y motor en los momentos de mayor exigencia.

Ambos han sido los cimientos invisibles que han sostenido mi crecimiento, brindándome las herramientas emocionales, éticas y materiales para alcanzar este logro. Cada sacrificio, cada gesto de apoyo y cada palabra de confianza han sido la base sobre la cual he construido esta etapa de mi desarrollo académico.

Con admiración y cariño eterno,

***John Farez***

## Agradecimientos

Con profunda gratitud, quiero dedicar estas palabras a quienes han estado presentes en este camino, no solo como compañía, sino como parte esencial de mi crecimiento personal y académico.

En primer lugar, agradezco profundamente al Ing. Paul Torres, tutor académico de esta investigación, por su guía experta, paciencia y compromiso durante cada etapa del proceso. Su acompañamiento técnico y humano ha sido clave para consolidar los fundamentos metodológicos y estructurales de este estudio.

A mi familia, y en especial a mis padres, por su apoyo incondicional, por creer en mí incluso en los momentos de mayor incertidumbre, y por brindarme el aliento necesario para seguir adelante con convicción. Su presencia ha sido mi refugio y mi impulso.

A las personas que compartieron conmigo este trayecto desde la cercanía emocional, las amistades sinceras, los vínculos afectivos y quienes, en algún momento, fueron parte de mi vida sentimental, gracias por acompañarme con generosidad, por compartir silencios y celebraciones, por sostenerme en los días difíciles y por recordarme que el afecto también construye.

Cada gesto, cada palabra y cada momento compartido han sido parte de la estructura emocional que sostiene este trabajo. Este logro no es solo mío, sino también de quienes caminaron a mi lado.

***John Farez***

# Índice

Dedicatoria . . . . .	I
Agradecimientos . . . . .	II
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
<b>2. Glosario</b>	<b>2</b>
<b>3. Planteamiento del problema</b>	<b>3</b>
3.1. Situación problemática . . . . .	3
3.1.1. Formulación del problema . . . . .	3
3.1.1.1. Problema General . . . . .	3
3.1.1.2. Problemas Específicos . . . . .	4
3.2. Justificación de la investigación . . . . .	4
<b>4. Objetivos</b>	<b>6</b>
4.1. Objetivo General . . . . .	6
4.2. Objetivos Específicos . . . . .	6
<b>5. Metodología</b>	<b>7</b>
5.1. Metodología de la Investigación . . . . .	7
5.2. Metodología del proceso . . . . .	7
5.2.1. Fase 1: Levantamiento de Información: . . . . .	7
5.2.2. Fase 2: Predimensionamiento Preliminar: . . . . .	8
5.2.3. Fase 3: Modelado Computacional: . . . . .	8
5.2.4. Fase 4: Análisis Estructural y Sísmico: . . . . .	8
5.2.5. Fase 5: Diseño Detallado de Elementos y Conexiones: . . . . .	8
5.2.6. Fase 6: Diseño de Placas Base y Anclajes: . . . . .	9
5.2.7. Fase 7: Optimización del Diseño: . . . . .	9
5.2.8. Fase 8: Tabla Comparativa de Resultados: . . . . .	9

5.2.9. Fase 9: Verificación de Normativas y Seguridad: . . . . .	9
5.2.10. Fase 10: Estimación de Costos Unitarios: . . . . .	9
5.3. Delimitación entre Metodología y Criterios de Diseño . . . . .	11
5.3.1. Componentes Metodológicos . . . . .	11
5.3.2. Criterios Técnicos de Diseño . . . . .	11
5.3.3. Justificación del uso de SAP2000 . . . . .	12
<b>6. Marco Teórico</b>	<b>13</b>
6.1. Introducción a las Estructuras Metálicas . . . . .	13
6.1.1. Materiales . . . . .	14
6.1.2. Conexiones . . . . .	18
6.1.3. Comportamiento estructural . . . . .	30
6.1.4. Normativas de la construcción: . . . . .	45
6.1.5. Cargas de Diseño . . . . .	49
6.1.6. Tipos de Estructuras Metálicas . . . . .	59
6.1.7. Las Naves Industriales . . . . .	65
6.2. Análisis estructural . . . . .	74
6.2.1. Método de las Fuerzas: . . . . .	75
6.2.2. Método de las Deformaciones: . . . . .	80
6.2.3. Método de los Elementos Finitos (MEF): . . . . .	81
6.2.4. Método Matricial o de la Matriz de Rigidez: . . . . .	81
6.3. Diseño Sísmico de Estructuras Metálicas . . . . .	82
6.3.1. Sismología básica . . . . .	83
6.3.2. Ondas Sísmicas de Superficie . . . . .	84
6.3.3. Espectro de Respuesta . . . . .	86
6.3.4. Aceleración Máxima del Suelo (PGA) . . . . .	88
6.3.5. Detalles constructivos . . . . .	90
6.4. Aplicación de los Fundamentos Teóricos al Diseño de Naves Industriales con Puente Grúa . . . . .	92
6.5. Software Especializado en Diseño Estructural . . . . .	92
<b>7. Desarrollo Metodológico</b>	<b>99</b>
7.1. Fase 1: Levantamiento de Información: . . . . .	99
7.1.1. Ubicación del Emplazamiento de las Naves Industriales: . . . . .	99
7.1.2. Dimensionamiento de la Nave Industrial: . . . . .	102

7.1.3.	Condiciones Adicionales para el Diseño de la Nave Industrial:	104
7.1.4.	Materiales a utilizar en los Elementos Estructurales de la Nave Industrial:	105
7.2.	Fase 2: Predimensionamiento Preliminar:	106
7.2.1.	Cargas para el Diseño de la Nave Industrial:	108
7.2.2.	Cargas para el Diseño del Puente Grúa:	112
7.2.3.	Cargas para el Diseño de la Oficina Gerencial:	115
7.2.4.	Combinaciones de Cargas para el Diseño:	119
7.2.5.	Cálculo de Secciones en la Nave:	121
7.2.6.	Cálculo de Secciones en la Estructura del Puente Grúa:	126
7.2.7.	Cálculo de Secciones en la Estructura de la Oficina Gerencial:	144
7.3.	Fase 3: Modelado Computacional:	146
7.3.1.	Definición de Nuevo Modelo:	146
7.3.2.	Definición de Cargas y Combinaciones de Carga en el Modelado Estructural:	150
7.3.3.	Definición de Restricciones en los Apoyos del Modelado Estructural:	161
7.3.4.	Validación del Modelado Estructural:	165
7.4.	Fase 4: Análisis Estructural y Sísmico:	166
7.4.1.	Diferencias Sísmicas entre Macas y Cuenca	169
7.4.2.	Valores Conservadores o Representativas de las Derivas	170
7.5.	Fase 5: Diseño Detallado de Elementos y Conexiones:	170
7.5.1.	Cálculo de Soldadura:	170
7.5.2.	Cálculo de Conexión Atornillada:	181
7.5.3.	Cálculo de Placas Gusset:	193
7.6.	Fase 6: Diseño de Placas Base y Anclajes:	199
7.6.1.	Método de Distribución de Presión Uniforme	205
7.6.2.	Análisis de Excentricidad	206
7.6.3.	Ruptura a tracción del perno de anclaje	207
7.6.4.	Espesor de la Placa Base	209
7.6.5.	Diseño de los Anclajes	210
<b>8.</b>	<b>Análisis y Resultados</b>	<b>212</b>
8.1.	Fase 7: Optimización del Diseño:	212
8.1.1.	Análisis de la Nave Industrial	212
8.1.2.	Análisis del Puente Grúa	217
8.1.3.	Análisis de la Oficina Gerencial	220

8.1.4.	Conexiones de la Nave Industrial . . . . .	223
8.1.5.	Conexiones del Puente Grúa . . . . .	235
8.1.6.	Conexiones de la Oficina Gerencial . . . . .	238
8.2.	Fase 8: Tabla Comparativa de Resultados: . . . . .	246
8.2.1.	Resultados Nave Industrial . . . . .	246
8.2.2.	Resultados Puente Grúa . . . . .	247
8.2.3.	Resultados Oficina Gerencial . . . . .	248
8.3.	Fase 9: Verificación de Normativas y Seguridad: . . . . .	250
8.3.1.	Derivas Sísmicas en Nave Industrial: . . . . .	250
8.3.2.	Derivas Sísmicas en Puente Grúa: . . . . .	254
8.3.3.	Derivas Sísmicas en Oficina Gerencial: . . . . .	257
<b>9.</b>	<b>Presupuesto</b>	<b>262</b>
9.1.	Fase 10: Estimación de Costos Unitarios: . . . . .	262
9.2.	Costo de Ingeniería de Diseño Estructural . . . . .	265
9.3.	Costos Totales del Proyecto . . . . .	266
<b>10.</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>272</b>
<b>11.</b>	<b>Recomendaciones</b>	<b>274</b>
11.1.	Mejoras Constructivas . . . . .	274
11.2.	Inspección y mantenimiento . . . . .	274
11.3.	Posibles estudios y desarrollos futuros . . . . .	275
	<b>Referencias</b> . . . . .	<b>280</b>
	<b>ANEXOS</b> . . . . .	<b>281</b>
	Anexo A: Matriz de Consistencia Lógica . . . . .	281
	Anexo B: Operacionalización de Variables . . . . .	283

## Lista de Tablas

6.1. Tipos de Acero Ordinario . . . . .	15
6.2. Clasificación de Conexiones. . . . .	18
6.3. Escala de Intensidad Instrumental . . . . .	89
7.1. Materiales para la Estructura Metálica . . . . .	106
7.2. Resumen de Cargas en Nave Industrial . . . . .	108
7.3. Resumen de Cargas en Puente Grúa . . . . .	112
7.4. Resumen de Cargas en Oficina Gerencial . . . . .	116
8.1. Resumen Comparativo entre Naves. . . . .	213
8.2. Resumen Comparativo entre Puentes Grúa. . . . .	218
8.3. Resumen Comparativo entre Oficinas. . . . .	221
8.4. Derivas Máximas en Nave Industrial. . . . .	250
8.5. Derivas Máximas en Puente Grúa. . . . .	255
8.6. Derivas Máximas en Oficina Gerencial. . . . .	257
9.1. Recurso de Talento Humano - 10% . . . . .	265
9.2. Recurso de Talento Humano - 15% . . . . .	265
9.3. Recurso de Talento Humano - 20% . . . . .	266
11.1. Matriz de consistencia . . . . .	282
11.2. Variable dependiente . . . . .	283

# Lista de Figuras

5.1. Diagrama de Flujo - Metodología del Proceso. . . . .	10
6.1. Tipos de Estructuras Metalicas . . . . .	14
6.2. Gráfica de Esfuerzos - Deformación ASTM . . . . .	16
6.3. Tabla de Clasificación de Aceros ASTM. . . . .	17
6.4. Representación Gráfica de las Conexiones. . . . .	19
6.5. Conexión Simple. . . . .	20
6.6. Conexión Semi-Rígida. . . . .	21
6.7. Conexión Rígida. . . . .	22
6.8. Conexión Apernada. . . . .	24
6.9. Conexión Soldada Doble Ángulo. . . . .	25
6.10. Conexión Doble Ángulo Soldada - Empernada. . . . .	25
6.11. Conexión de Corte con Ángulos Soldados en Alas. . . . .	26
6.12. Conexión a Momento con Cartelas. . . . .	27
6.13. Conexión a Momento con Plancha Sobresaliente. . . . .	27
6.14. Conexión Viga - Viga a Corte con Doble Ángulo. . . . .	28
6.15. Conexión Viga - Viga a Corte con Plancha de Cabeza. . . . .	28
6.16. Conexión Viga - Viga a Corte con Plancha Simple. . . . .	29
6.17. Empalme Viga - Viga a Momento Apernado. . . . .	29
6.18. Conexión Columna - Fundición. . . . .	30
6.19. Relaciones Constitutivas de los Materiales. . . . .	31
6.20. Esfuerzo a Tensión. . . . .	32
6.21. Tipos de Miembros sujetos a Tensión. . . . .	33
6.22. Esfuerzo a Compresión. . . . .	34
6.23. Tipos de Miembros sujetos a Compresión. . . . .	35
6.24. Elemento sometido a Flexión. . . . .	36
6.25. Elemento sometido a Torsión. . . . .	36

6.26. Elemento sometido a Cortante. . . . .	37
6.27. Elasticidad en un Elemento. . . . .	38
6.28. Gráfica Esfuerzo - Deformación con Módulo de Elasticidad. . . . .	39
6.29. Deformación Plástica. . . . .	40
6.30. Gráfica Esfuerzo - Deformación Plástica. . . . .	40
6.31. Ductilidad en Probeta. . . . .	41
6.32. Diagrama Deformación - Tiempo en Fluencia. . . . .	42
6.33. Diagrama de Cargas Cíclicas. . . . .	43
6.34. Diagrama Amplitud de Tensión - Número de Ciclos de Carga. . . . .	44
6.35. Mejora en Concentrador de Esfuerzos. . . . .	45
6.36. Peso Unitario de Metales según NEC-SE-CG. . . . .	50
6.37. Cargas Uniformes y Concentradas según la NEC-SE-CG. . . . .	52
6.38. Coeficiente de Corrección del Viento en Ecuador. . . . .	55
6.39. Mapa Espectral Sísmico de las distintas Regiones del Ecuador. . . . .	56
6.40. Red de Cenizómetros del Volcán Sangay. . . . .	57
6.41. Aplicaciones de los distintos Aceros. . . . .	60
6.42. Estructuras Metálicas Entramadas. . . . .	61
6.43. Estructura Metálica Triangulada. . . . .	62
6.44. Estructura Metálica Abovedada. . . . .	63
6.45. Estructura Metálica Laminar. . . . .	64
6.46. Estructura Metálica Colgante. . . . .	65
6.47. Nave Industrial de Hormigón. . . . .	66
6.48. Nave Industrial Metálica. . . . .	66
6.49. Tipos de Cubiertas. . . . .	70
6.50. Transmisión de cargas a través de estructuras curvas. . . . .	71
6.51. Armaduras para Cubiertas. . . . .	72
6.52. Armadura Simple Triangular. . . . .	72
6.53. Armadura Compuesta. . . . .	73
6.54. Elementos de una Celosía Plana. . . . .	74
6.55. Estructuras Inestables. . . . .	76
6.56. Estructuras Estables. . . . .	77
6.57. Caso de Vigas Hiperestáticas. . . . .	78
6.58. Caso de Pórticos Hiperestáticos. . . . .	79
6.59. Caso de Reticulados Hiperestáticos. . . . .	80
6.60. Causas de los Sismos. . . . .	82

6.61. Ondas Sísmicas. . . . .	84
6.62. Sistema de un Grado de Libertad con Amortiguamiento. . . . .	85
6.63. Espectro de respuesta de desplazamiento. . . . .	87
6.64. Espectro de respuesta de aceleraciones. . . . .	88
6.65. Mallado de Estructura mediante Elementos Shell. . . . .	93
6.66. Interfaz de ETABS. . . . .	95
6.67. Tekla Structures y Bim. . . . .	96
6.68. Modelado BIM con REVIT. . . . .	98
7.1. Ubicación de Terreno en Macas . . . . .	100
7.2. Ubicación de Terreno en Cuenca . . . . .	101
7.3. Vista Frontal de Nave Industrial. . . . .	102
7.4. Vista Lateral de Nave Industrial. . . . .	103
7.5. Vista Superior de Nave Industrial. . . . .	104
7.6. Diagrama de Flujo de Cargas de Nave. . . . .	107
7.7. Momentos Maximos en las Vigas según Apoyos. . . . .	122
7.8. Coeficientes de Longitud Efectiva. . . . .	125
7.9. Momento Maximo para Carga Vertical - Puente Grúa. . . . .	127
7.10. Corte Maximo - Puente Grúa. . . . .	128
7.11. Deflexión Maxima - Puente Grúa. . . . .	129
7.12. Carga Concentrada en Apoyo de Viga Carrilera. . . . .	137
7.13. Reaccion Maxima del Puente Grúa. . . . .	140
7.14. Momento Maximo para Carga Puntuales sobre Viga.. . . .	145
7.15. Definición de Plantilla para Modelo Estructural - SAP2000. . . . .	147
7.16. Configuración de Grilla - SAP2000. . . . .	148
7.17. Definición de Materiales - SAP2000. . . . .	149
7.18. Definición de Secciones de Perfiles - SAP2000. . . . .	150
7.19. Patrones de Carga en Nave Industrial - SAP2000. . . . .	151
7.20. Patrones de Carga en Puente Grúa - SAP2000. . . . .	152
7.21. Patrones de Carga en Oficina - SAP2000. . . . .	153
7.22. Carga Movil en Puente Grúa - SAP2000. . . . .	154
7.23. Path de Carga Movil en Puente Grúa - SAP2000. . . . .	155
7.24. Combinaciones de Carga en Nave Industrial - SAP2000. . . . .	156
7.25. Combinaciones de Carga en Oficina - SAP2000. . . . .	157
7.26. Combinaciones de Carga en Puente Grúa - SAP2000. . . . .	158

7.27. Cargas en Nave Industrial - SAP2000. . . . .	159
7.28. Cargas en Oficina - SAP2000. . . . .	160
7.29. Cargas en Puente Grúa - SAP2000. . . . .	161
7.30. Restricciones en los Apoyos en la Nave Industrial. . . . .	162
7.31. Restricciones en los Apoyos en Puente Grúa - SAP2000. . . . .	163
7.32. Release en Correas y Arriostres - SAP2000. . . . .	164
7.33. Release en Oficina Gerencial - SAP2000. . . . .	165
7.34. Coeficiente Sísmico - SAP2000. . . . .	166
7.35. Diafragma en Puente Grúa - SAP2000. . . . .	167
7.36. Mass Source - SAP2000. . . . .	168
7.37. Joint Output - SAP2000. . . . .	169
7.38. Geometría de la Soldadura. . . . .	172
7.39. Geometría de la Soldadura Filete. . . . .	172
7.40. Tabla J2.5 - Resistencia Disponible de las Uniones Soldadas. . . . .	174
7.41. Tabla de Nota para el Usuario - Resumen de AWS D1.1. . . . .	175
7.42. Tabla J2.4 - Tamaño Mínimo para Soldaduras de Filete. . . . .	176
7.43. Tabla J2.2b - Tamaño Máximos para Soldaduras de Filete. . . . .	177
7.44. Tabla J2.2c - Longitud Mínima para Soldaduras de Filete. . . . .	178
7.45. Tabla J2.2d - Longitud efectiva para Soldaduras de Filete. . . . .	179
7.46. Tabla J2.2e- Intermitencia en las Soldaduras de Filete. . . . .	180
7.47. Espaciado mínimo entre Agujeros. . . . .	182
7.48. Distancia Mínima al Borde. . . . .	183
7.49. Tabla J3.4 - Distancia Mínima de Centro de Agujero a Borde. . . . .	184
7.50. Tipos de Fallas en Conexiones Empernadas. . . . .	185
7.51. Tabla J3.2 - Resistencia Nominal de Pernos y Elementos Roscados. . . . .	186
7.52. Tabla J3.3 - Dimensiones Nominales de Agujeros. . . . .	187
7.53. Esquema de Pernos N y X. . . . .	188
7.54. Falla por Desgarramiento y Ovalamiento. . . . .	189
7.55. Falla por Ruptura o Fluencia. . . . .	190
7.56. Factor $U_{BS}$ para Ruptura o Bloque Cortante. . . . .	191
7.57. Planos de Tensión y Cortante - Conexiones Empernadas y Soldada. . . . .	192
7.58. Áreas de Tensión y Cortante - Conexiones Empernadas y Soldada. . . . .	192
7.59. Línea de Acción de Placa Gusset - Método de Pandeo. . . . .	193
7.60. Resumen de Factores de Longitud Efectivas - Placa Gusset. . . . .	194
7.61. Configuración de Placa Gusset. . . . .	195

7.62. Longitud de Pandeo - Placa Gusset. . . . .	196
7.63. Determinación de Compacto o No Compacto - Placa Gusset. . . . .	197
7.64. Fuerzas Actuantes en la Placa Base. . . . .	200
7.65. Líneas de Pandeo Asumidas - Placa Base. . . . .	201
7.66. Materiales de Pernos de Anclaje - DG01. . . . .	202
7.67. Materiales para la Placa Base. . . . .	203
7.68. Geometría de Placa Base. . . . .	204
7.69. Áreas de Placa Base y Concreto. . . . .	204
7.70. Método de Distribución de Presión Uniforme. . . . .	205
7.71. Placa Base con Momento Pequeño. . . . .	207
7.72. Placa Base con Momento Grande. . . . .	208
8.1. Primer Análisis Estructural - Nave Industrial - SAP2000. . . . .	214
8.2. Ratios de Rendimiento de la Nave Industrial - Primer Análisis - SAP2000. . . . .	215
8.3. Segundo Análisis Estructural - Nave Industrial - SAP2000. . . . .	216
8.4. Ratios de Rendimiento de la Nave Industrial - Segundo Análisis - SAP2000. . . . .	217
8.5. Primer Análisis Estructural - Puente Grúa - SAP2000. . . . .	219
8.6. Segundo Análisis Estructural - Puente Grúa - SAP2000. . . . .	220
8.7. Primer Análisis Estructural - Oficina Gerencial - SAP2000. . . . .	222
8.8. Segundo Análisis Estructural - Oficina Gerencial - SAP2000. . . . .	223
8.9. Tensión Equivalente - Conexión 1 Correa de Techo - Viga de Carga - Nave Industrial. . . . .	224
8.10. Resumen - Conexión 1 Correa de Techo - Viga de Carga - Nave Industrial. . . . .	224
8.11. Tensión Equivalente - Conexión 2 Correa de Techo - Correa de Techo - Nave Industrial. . . . .	225
8.12. Resumen - Conexión 2 Correa de Techo - Correa de Techo - Nave Industrial. . . . .	225
8.13. Tensión Equivalente - Conexión 3 Cartela - Columna - Nave Industrial. . . . .	226
8.14. Resumen - Conexión 3 Cartela - Columna - Nave Industrial. . . . .	226
8.15. Tensión Equivalente - Conexión 4 Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial. . . . .	227
8.16. Resumen - Conexión 4 Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial. . . . .	227
8.17. Tensión Equivalente - Conexión 5 Gusset - Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial. . . . .	228
8.18. Resumen - Conexión 5 Gusset - Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial. . . . .	229
8.19. Tensión Equivalente - Conexión 6 Gusset - Viga de Amarre Interna - Columna - Nave Industrial. . . . .	230

8.20. Resumen - Conexión 6 Gusset - Viga de Amarre Interna - Columna - Nave Industrial. . . . .	231
8.21. Tensión Equivalente - Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Nave Industrial. . . . .	231
8.22. Resumen - Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Nave Industrial. . .	232
8.23. Tensión Equivalente - Conexión 8 Gusset - Placa Base Interna - Columna - Nave Industrial. . . . .	232
8.24. Resumen - Conexión 8 Gusset - Placa Base Interna - Columna - Nave Industrial.	233
8.25. Tensión Equivalente - Conexión 9 Gusset - Placa Base Media - Columna - Nave Industrial. . . . .	234
8.26. Resumen - Conexión 9 Gusset - Placa Base Media - Columna - Nave Industrial.	234
8.27. Tensión Equivalente - Conexión 1 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa. .	235
8.28. Resumen - Conexión 1 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa. . . . .	235
8.29. Tensión Equivalente - Conexión 2 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa. .	236
8.30. Resumen - Conexión 2 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa. . . . .	236
8.31. Tensión Equivalente - Conexión 3 Placa Base - Columna - Puente Grúa. . . .	237
8.32. Resumen - Conexión 3 Placa Base - Columna - Puente Grúa. . . . .	237
8.33. Tensión Equivalente - Conexión 1 Correa de Techo - Columna - Oficina. . . .	238
8.34. Resumen - Conexión 1 Correa de Techo - Columna - Oficina. . . . .	238
8.35. Tensión Equivalente - Conexión 2 Correa Entrepiso - Viga de Carga - Oficina.	239
8.36. Resumen - Conexión 2 Correa Entrepiso - Viga de Carga - Oficina. . . . .	240
8.37. Tensión Equivalente - Conexión 3 Viga de Carga Entrepiso - Columna - Oficina.	241
8.38. Resumen - Conexión 3 Viga de Carga Entrepiso - Columna - Oficina. . . . .	241
8.39. Tensión Equivalente - Conexión 4 Viga de Carga Techo - Columna - Oficina.	242
8.40. Resumen - Conexión 4 Viga de Carga Techo - Columna - Oficina. . . . .	242
8.41. Tensión Equivalente - Conexión 5 Correo de Entrepiso - Columna - Oficina. .	243
8.42. Resumen - Conexión 5 Correo de Entrepiso - Columna - Oficina . . . . .	243
8.43. Tensión Equivalente - Conexión 6 Gusset - Correa Entrepiso - Columna - Oficina.	244
8.44. Resumen - Conexión 6 Gusset - Correa Entrepiso - Columna - Oficina. . . .	244
8.45. Tensión Equivalente - Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Oficina. .	245
8.46. Resumen - Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Oficina. . . . .	245
8.47. Resultados de Cargas de Ceniza y Granizo - Nave Industrial. . . . .	246
8.48. Resultados de Cargas Sísmicas Eje X - Nave Industrial. . . . .	246
8.49. Resultados de Cargas Sísmicas Eje Y - Nave Industrial. . . . .	247
8.50. Resultados de Cargas Sísmicas Eje X - Puente Grua. . . . .	247

8.51. Resultados de Cargas Sísmicas Eje Y - Puente Grúa. . . . .	248
8.52. Resultados de Cargas Sísmicas Eje X - Oficina Gerencial. . . . .	249
8.53. Resultados de Cargas Sísmicas Eje Y - Oficina Gerencial. . . . .	249
8.54. Derivas Sismo X en Cuenca - Nave Industrial. . . . .	251
8.55. Derivas Sismo Y en Cuenca - Nave Industrial. . . . .	252
8.56. Derivas Sismo X en Macas - Nave Industrial. . . . .	253
8.57. Derivas Sismo Y en Macas - Nave Industrial. . . . .	254
8.58. Derivas Sismo X en Cuenca - Puente Grúa. . . . .	255
8.59. Derivas Sismo Y en Cuenca - Puente Grúa. . . . .	256
8.60. Derivas Sismo X en Macas - Puente Grúa. . . . .	256
8.61. Derivas Sismo Y en Macas - Puente Grúa. . . . .	257
8.62. Fallo en Derivas Sismo X en Cuenca - Oficina Gerencial. . . . .	258
8.63. Derivas Sismo X en Cuenca - Oficina Gerencial. . . . .	258
8.64. Fallo en Derivas Sismo Y en Cuenca - Oficina Gerencial. . . . .	259
8.65. Derivas Sismo Y en Cuenca - Oficina Gerencial. . . . .	259
8.66. Fallo en Derivas Sismo X en Macas - Oficina Gerencial. . . . .	260
8.67. Derivas Sismo X en Macas - Oficina Gerencial. . . . .	260
8.68. Fallo en Derivas Sismo Y en Macas - Oficina Gerencial. . . . .	261
8.69. Derivas Sismo Y en Macas - Oficina Gerencial. . . . .	261
9.1. APU Nave Industrial. . . . .	262
9.2. APU Puente Grúa. . . . .	263
9.3. APU Oficina Gerencial. . . . .	264
9.4. Análisis de Costos Totales 10% - Proyecto de Nave Industrial Sismoresistente. . . . .	267
9.5. Análisis de Costos Totales 15% - Proyecto de Nave Industrial Sismoresistente. . . . .	268
9.6. Análisis de Costos Totales 20% - Proyecto de Nave Industrial Sismoresistente. . . . .	269
9.7. Diagrama Comparativo de Costos - Cuenca. . . . .	270
9.8. Diagrama Comparativo de Costos - Macas. . . . .	271
11.1. Plano Nave Industrial SolidWorks. . . . .	284
11.2. Plano Estructura de Puente Grúa. . . . .	285
11.3. Plano Ensamblaje de Estructura y Puente Grúa. . . . .	286
11.4. Plano Oficina Gerencial SolidWorks. . . . .	287
11.5. Modelado Final - Nave Industrial con Puente Grúa. . . . .	288

## Resumen

El proyecto desarrolla el diseño sismorresistente de una nave industrial metálica con puente grúa de 5 toneladas para las ciudades de Cuenca y Macas, con el fin de establecer una solución estructural segura, eficiente y conforme a normativa. Dada la alta amenaza sísmica del Ecuador, se aplican criterios de diseño basados en AISC 360-16, NEC-SE-DS 2021 y AWS D1.1, utilizando acero estructural como material principal para reducir vulnerabilidades.

La metodología abarca levantamiento de información, caracterización geotécnica, predimensionamiento, modelado en SAP2000, análisis estático y dinámico, diseño de elementos y conexiones, y optimización orientada a disminuir peso y costos sin afectar la seguridad. También se realiza una estimación comparativa de costos para ambas localidades.

Los resultados muestran que las estructuras cumplen los límites normativos de deriva, resistencia y estabilidad, y que la optimización permitió una reducción significativa del peso total. Además, se identificaron diferencias técnicas y económicas entre Cuenca y Macas asociadas a variaciones de aceleración sísmica, tipo de suelo y condiciones geográficas.

En conclusión, se confirma la viabilidad del diseño sismorresistente de naves industriales con puente grúa en Ecuador, ofreciendo un modelo técnico replicable para proyectos similares y aportando herramientas útiles para mejorar la seguridad y sostenibilidad de infraestructuras industriales en zonas de alta sismicidad.

**Palabras Clave:** [Diseño sismorresistente, Estructuras metálicas, Puente grúa, Naves industriales, SAP2000]

## Abstract

The project develops the seismic-resistant design of a steel industrial warehouse with a 5-ton overhead crane for the cities of Cuenca and Macas, with the aim of establishing a safe, efficient, and code-compliant structural solution. Given the high seismic hazard in Ecuador, design criteria based on AISC 360-16, NEC-SE-DS 2021, and AWS D1.1 are applied, using structural steel as the main material to reduce vulnerabilities.

The methodology includes data collection, geotechnical characterization, preliminary sizing, modeling in SAP2000, static and dynamic analysis, design of elements and connections, and optimization aimed at reducing weight and costs without affecting safety. A comparative cost estimation for both locations is also performed.

The results show that the structures comply with the normative limits of drift, strength, and stability, and that optimization significantly reduced the total weight. Technical and economic differences between Cuenca and Macas were also identified, associated with variations in seismic acceleration, soil type, and geographic conditions.

In conclusion, the study confirms the feasibility of seismic-resistant design of industrial warehouses with an overhead crane in Ecuador, offering a technical model replicable for similar projects and providing useful tools to improve the safety and sustainability of industrial infrastructures in high-seismicity zones.

**Keywords:** [Seismic-resistant design, Steel structures, Overhead crane, Industrial warehouses, SAP2000]

# 1. Introducción

Ecuador se encuentra inmerso en una zona de alta actividad sísmica debido a su ubicación dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico. Esta condición geodinámica genera la necesidad permanente de desarrollar soluciones estructurales que garanticen un desempeño adecuado frente a eventos sísmicos. En este contexto, el diseño de edificaciones industriales adquiere especial relevancia, ya que estas estructuras deben asegurar la continuidad operativa de procesos productivos, la protección de equipos y la seguridad de las personas que laboran en su interior.

Desde una perspectiva general, las naves industriales metálicas constituyen un tipo de infraestructura ampliamente utilizado por su versatilidad, rapidez constructiva y capacidad para cubrir grandes luces. Sin embargo, su comportamiento sísmico depende en gran medida de un diseño adecuado que considere no solo la acción sísmica, sino también las cargas operativas propias de los sistemas que incorporan. Entre estos sistemas, los puentes grúa representan un elemento de impacto significativo, ya que introducen demandas dinámicas adicionales y condiciones de carga que deben ser incorporadas en el análisis estructural para evitar vulnerabilidades no previstas.

Bajo este escenario, surge la necesidad de desarrollar diseños sismorresistentes que integren criterios modernos de ingeniería, optimización estructural y cumplimiento normativo, asegurando soluciones confiables y eficientes. Esta necesidad se intensifica en un país con variaciones sísmicas y geotécnicas marcadas entre regiones, lo que exige una revisión contextualizada de la respuesta estructural según el emplazamiento. Por ello, estudiar naves industriales metálicas equipadas con puente grúa constituye un aporte relevante, dado que su desempeño influye tanto en la seguridad como en la operatividad de instalaciones industriales de diversa índole.

## 2. Glosario

A continuación se presenta un glosario de términos de acuerdo al contexto de la investigación.

**Naves Industriales** “Es una estructura diseñada para albergar actividades de producción, almacenamiento, distribución e incluso investigación. Su diseño flexible se adapta a las necesidades específicas de diferentes tipos de negocios, desde pequeñas empresas hasta corporaciones multinacionales que requieren espacios amplios y personalizables (Rodríguez, 2009).”

**Sismicidad** “La sismicidad es la medida de la actividad sísmica de algún lugar específico, según su frecuencia e intensidad a lo largo del tiempo. Un lugar o región puede tener alta o baja sismicidad, lo que tiene relación con la frecuencia con que ocurren sismos en ese lugar (Benito y Jiménez, 1999).”

**Diseño estructural** “Es un proceso llevado a cabo por un profesional de la ingeniería en el cual se determinan las características de la estructura. El equipo encargado debe ser capaz de establecer cuáles son los materiales aptos y la forma adecuada para desarrollar correctamente el levantamiento de la estructura (Reboredo, 2021).”

## **3. Planteamiento del problema**

A continuación se presenta la situación problemática en el área de diseño estructural en las zonas sísmicas de la región utilizando un software especializado.

### **3.1. Situación problemática**

Las edificaciones industriales en Ecuador, ubicadas en una zona de alta sismicidad, presentan una significativa vulnerabilidad sísmica debido a la deficiente aplicación de normas y estándares de diseño sísmico actualizados. Esto se convierte en un problema grave en la seguridad, ya que si considerando los sismos de pequeña magnitud y aquellos que son detectados únicamente por los sismógrafos, la cantidad de sismos que se registran en el territorio ecuatoriano podrían sumar varios miles por año (Cunalata y Caiza, 2022).

La falta de rigurosidad en los análisis estructurales, la utilización de cálculos conservadores o basados en normativas obsoletas, así como la carencia de programas de inspección y mantenimiento adecuados, exponen a estas estructuras a un riesgo elevado de colapso o daños severos durante eventos sísmicos. Esta situación compromete la seguridad de las personas, genera pérdidas económicas sustanciales para las empresas y el país, e interrumpe las operaciones productivas (Quinde y Reinoso, 2016).

#### **3.1.1. Formulación del problema**

##### **3.1.1.1. Problema General**

El diseño de estructuras metálicas sismorresistentes para naves industriales con puente grúa de 5 toneladas en las ciudades de Cuenca y Macas representa un desafío técnico que requiere validar su viabilidad estructural y económica conforme a las condiciones sísmicas y normativas locales.

### 3.1.1.2. Problemas Específicos

- ¿Es factible definir las condiciones iniciales para el diseño estructural de una nave industrial que incorpore un puente grúa con una capacidad de carga de 5 toneladas?
- ¿Es posible diseñar la estructura metálica sismorresistente con software especializado cumpliendo las normativas vigentes en función de las condiciones iniciales considerando la optimización del material?
- ¿Se podrá analizar los costos unitarios para la construcción y montaje de las estructuras sismorresistentes optimizadas?

## 3.2. Justificación de la investigación

El análisis sísmico constituye un componente esencial en la ingeniería estructural ecuatoriana, debido a la ubicación del país dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la amenaza sísmica es constante y significativa.

La correcta aplicación de normativas técnicas actualizadas, como la NEC-SE-DS y la AISC 360-16, es fundamental para garantizar que las edificaciones industriales cumplan con los criterios de resistencia, ductilidad y estabilidad frente a eventos sísmicos. Sin embargo, en Ecuador aún persisten estructuras que fueron diseñadas bajo enfoques conservadores o normativas obsoletas, lo cual incrementa su vulnerabilidad y pone en riesgo la seguridad de las personas, las operaciones productivas y la sostenibilidad económica de las empresas.

En este contexto, el diseño de naves industriales metálicas con puente grúa surge como una alternativa estructural eficiente, que combina ligereza, versatilidad y rapidez constructiva para resguardo de Flotas Vehiculares, siempre que se integre una evaluación sísmica rigurosa y criterios de optimización de material. La incorporación de un puente grúa introduce además demandas dinámicas adicionales, que deben ser analizadas para garantizar un comportamiento integral seguro y normativamente aceptable.

En este contexto, la presente investigación busca fortalecer el diseño sismorresistente de estructuras metálicas industriales en Ecuador, promoviendo la aplicación de metodologías modernas y la optimización de recursos estructurales, con un enfoque práctico y replicable para el sector industrial nacional.

Finalmente, la comparación entre las ciudades de Cuenca y Macas constituye un aporte relevante del estudio, ya que ambas presentan diferencias notables en condiciones sísmicas, topográficas y geotécnicas. Analizar el comportamiento estructural bajo estos escenarios permite identificar cómo varía la respuesta sísmica y la demanda de diseño según el emplazamiento, aportando criterios técnicos que favorecen la toma de decisiones en proyectos industriales localizados en distintas zonas del país.

## 4. Objetivos

### 4.1. Objetivo General

- Diseñar la estructura metálica sismorresistente para naves industriales con puente grúa de capacidad de 5 toneladas en las ciudades de Cuenca y Macas para la empresa SangaySchool.

### 4.2. Objetivos Específicos

- Definir las condiciones iniciales para el diseño estructural de una nave industrial que incorpore un puente grúa con una capacidad de carga de 5 toneladas.
- Diseñar la estructura metálica sismorresistente mediante software especializado, optimizando el peso estructural, los costos y el desempeño sísmico, y evaluando cómo estas variables difieren entre las ciudades de Cuenca y Macas en función de sus respectivas condiciones sísmicas y geotécnicas.
- Analizar los costos unitarios para la construcción y montaje de las estructuras sismorresistentes optimizadas.

## 5. Metodología

### 5.1. Metodología de la Investigación

La investigación presenta un *enfoque* cuantitativo debido a que maneja datos numéricos como cargas vivas y muertas, cargas sísmicas, espectros sísmicos, dimensiones de las estructuras, entre otras. Además, es de *tipo aplicado* al sector constructivo de estructuras industriales y civiles. Finalmente, su **alcance** es *descriptivo*, donde se aplicarán conceptos de estática, resistencia de materiales y cálculo estructural.

### 5.2. Metodología del proceso

A continuación se presenta un flujo de trabajo por fases que garantiza un proceso sistemático, trazable y adaptable para el diseño de naves industriales metálicas sismorresistentes con puente grúa de 5 toneladas en Cuenca y Macas:

#### 5.2.1. Fase 1: Levantamiento de Información:

- Definir el uso y las operaciones internas de la nave (resguardo de flotas, talleres de mantenimiento, circulación de personal).
- Recopilar estudios geotécnicos: clasificación de suelos según ubicación geográfica para análisis sísmico.
- Identificar normas aplicables: NEC, AISC 360-16, ACI 318-19, CMAA/FEM para puentes grúa, Guías de Diseño de la AISC.
- Inventariar propiedades de materiales estructurales (aceros, elementos prefabricados).

### **5.2.2. Fase 2: Predimensionamiento Preliminar:**

- Establecer geometría básica: luces, alturas y distribución de carriles de puente grúa. .
- Asignar apoyos, condiciones de frontera y restricciones constructivas.
- Calcular cargas muertas, vivas, viento y accidental (puente grúa).
- Generar primeros cálculos de secciones según AISC 360-16 en ambas regiones.

### **5.2.3. Fase 3: Modelado Computacional:**

- Importar el predimensionamiento a software estructural (SAP2000, Idea Statica). La selección del software corresponde a un criterio técnico.
- Definir modelos de elementos (vigas, columnas, conexiones).
- Asignar combinaciones de carga y parámetros dinámicos para estudio de cargas móviles en Puente Grúa.

### **5.2.4. Fase 4: Análisis Estructural y Sísmico:**

- Realizar análisis estático y dinámico para cargas móviles. Esto se recomienda como criterio técnico, ya que la función del Puente Grúa es el desplazamiento de cargas y esto requiere un análisis dinámico.
- Verificar esfuerzos, desplazamientos y derivas sísmicas.
- Ajustar rigideces o redistribuir cargas si los resultados exceden límites normativos.

### **5.2.5. Fase 5: Diseño Detallado de Elementos y Conexiones:**

- Dimensionar perfiles primarios y secundarios según esfuerzos calculados.
- Diseñar conexiones atornilladas y soldadas, comprobando capacidad y ductilidad.
- Verificar deformaciones y deflexiones máximas conforme a AISC 360-16 y las Guías de Diseño de la AISC como criterio técnico.

### **5.2.6. Fase 6: Diseño de Placas Base y Anclajes:**

- Dimensionar placas base, considerando transmisión de cargas. Aunque comúnmente se anclan sobre pedestales, su diseño depende del criterio técnico, ya que pueden apoyarse sobre superficies de mayor extensión según las condiciones estructurales y funcionales del proyecto.
- Dimensionar los pernos de anclaje según la Guía de Diseño 01 de la AISC (AISC DG01).
- Detallar refuerzos y disposiciones constructivas para anclajes.

### **5.2.7. Fase 7: Optimización del Diseño:**

- Revisar y reducir peso de perfiles sin comprometer la seguridad.
- Simplificar el modelo estructural para facilitar la fabricación y montaje.
- Realizar iteraciones hasta cumplir objetivos de rendimiento.

### **5.2.8. Fase 8: Tabla Comparativa de Resultados:**

- Consolidar dimensiones de perfiles, esfuerzos máximos, desplazamientos y costos estimados.
- Comparar datos entre la nave de Cuenca y la de Macas en un mismo formato.

### **5.2.9. Fase 9: Verificación de Normativas y Seguridad:**

- Comprobar el cumplimiento de límites de servicio y resistencia según NEC, AISC y ACI.
- Validar criterios de ductilidad, estabilidad y control de desplazamientos sísmicos.

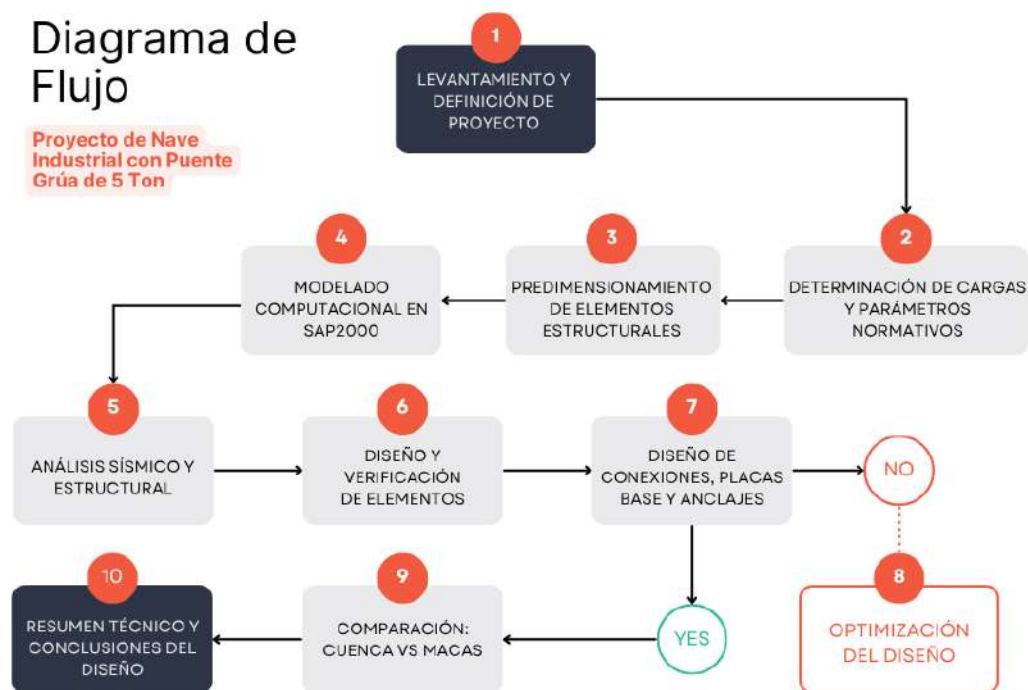
### **5.2.10. Fase 10: Estimación de Costos Unitarios:**

- Desglosar costos de materiales, mano de obra y montaje por fase de ejecución.
- Elaborar presupuesto detallado y gráfico de flujo de caja.

A continuación, en la Figura 5.1, podemos observar el diagrama de flujo correspondiente a la metodología del proceso en un esquema gráfico con el paso a paso para cumplir con los objetivos estipulados en este proyecto.

**Figura 5.1**

*Diagrama de Flujo - Metodología del Proceso.*



**Nota:** Esta metodología puede ser adaptada según las necesidades específicas de cada aplicación, considerando factores como el tipo de estructuras, las normas aplicables y los recursos disponibles.

## 5.3. Delimitación entre Metodología y Criterios de Diseño

En esta investigación se distingue claramente entre:

### 5.3.1. Componentes Metodológicos

Corresponden al *cómo* se lleva a cabo el proceso:

- Estructuración de fases.
- Modelado computacional.
- Selección de normativas aplicables.
- Evaluación sísmica.
- Comparación entre ubicaciones.
- Procedimiento de optimización

### 5.3.2. Criterios Técnicos de Diseño

Corresponden al *qué* se decide desde la ingeniería:

- Selección de perfiles estructurales.
- Consideración de cargas móviles del puente grúa.
- Configuración del sistema resistente lateral.
- Selección de Software Estructural.
- Verificación de estados límite (flexión, corte, pandeo).
- Selección de conexiones (soldadas/empernadas).
- Definición del sistema de arriostramiento.

### 5.3.3. Justificación del uso de SAP2000

El modelado y análisis estructural se recomienda en el software SAP2000, debido a que:

- Cumple con los criterios de diseño por resistencia establecidos en la AISC 360-16, normativa central del presente proyecto.
- Permite incorporar espectros sísmicos definidos por la NEC-SE-DS 2021, asegurando compatibilidad con las regulaciones ecuatorianas.
- Cuenta con modelos validados internacionalmente para pórticos metálicos, conexiones, cargas móviles, sismo estático equivalente y análisis modal.
- Su entorno facilita el uso de combinaciones de carga normativas, conexiones articuladas y rígidas, análisis dinámico y evaluación directa de derivas.
- Ofrece herramientas de optimización, iteración y verificación, necesarias para comparar la eficiencia entre las dos locaciones estudiadas.

## 6. Marco Teórico

A continuación se presenta el marco teórico de acuerdo a las variables independientes y dependientes planteadas.

### 6.1. Introducción a las Estructuras Metálicas

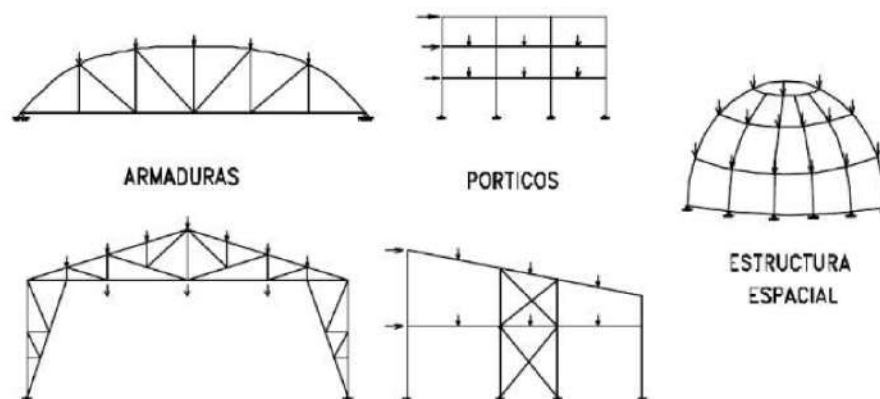
El acero se ha consolidado como el principal material estructural, desplazando al hierro gracias a los avances metalúrgicos del siglo XX que optimizaron sus propiedades. El acero, aleación fundamentalmente de hierro y carbono, puede incorporar otros elementos para mejorar sus características mecánicas. Presenta una densidad promedio de  $7.850 \text{ kg/m}^3$  y un módulo de elasticidad de  $210.000 \text{ N/mm}^2$ . Su límite elástico es variable, oscilando entre 235 y más de  $400 \text{ N/mm}^2$  según su composición. (Brotóns, 2010)

Quishpe (2017) indica que las estructuras de acero se clasifican principalmente en tres tipos: pórticos, armaduras y estructuras laminares. Estos sistemas estructurales se componen de elementos reticulados, ya sean de alma llena o de celosía.

A continuación, en la Figura 6.1, podemos observar los tres tipos en los que se clasifican las estructuras metálicas.

**Figura 6.1**

*Tipos de Estructuras Metalicas.*



**Nota:** Estas estructuras dependen de la aplicación, el cliente, las normas aplicables y los recursos disponibles (Quishpe, 2017).

La distinción fundamental entre pórticos y armaduras radica en el comportamiento de sus nudos. En las armaduras, los nudos son articulados, lo que implica que las barras solo transmiten esfuerzos axiales. En cambio, los pórticos pueden presentar nudos rígidos o semirrígidos, lo que permite la transmisión de momentos flectores en sus miembros. Por su parte, las estructuras laminares son sistemas tridimensionales que buscan optimizar la distribución de esfuerzos a través de la superficie, aprovechando así su comportamiento espacial. Este tipo de estructuras se caracteriza por su alta rigidez y eficiencia en el uso del material. (Quishpe, 2017).

### 6.1.1. Materiales

En el ámbito de la construcción, la elección de materiales se rige por factores como la función, el entorno y las condiciones de servicio. Si bien existe una amplia gama de materiales, como la madera, los polímeros y los cerámicos, el acero y el hormigón son los materiales estructurales predominantes en obras civiles e industriales.

El acero, debido a su alta resistencia, ductilidad y versatilidad, es el material de elección para la fabricación de elementos estructurales como vigas, columnas y conexiones (Brotóns, 2010).

El acero ordinario es el más empleado en las estructuras metálicas, categorizándose en los

siguientes tipos mostrados en la tabla 6.3 según la norma EN 10027:

**Tabla 6.1**

*Tipos de Acero Ordinario.*

S "Steel"	Límite Elástico (MPa)	Sensibilidad a la Rotura Frágil y Soldabilidad
S	235	JR
S	275	JR
S	355	JR
S	235	J0
S	275	J0
S	355	J0
S	355	K2
S	235	J2
S	275	J2
S	355	J2

**Nota:** En la tabla se observan los tipos de aceros ordinarios según la norma EN 10027.

La designación de los aceros estructurales comúnmente inicia con la letra 'S', acrónimo de 'Steel' en inglés, que indica su naturaleza metálica. El número que le sigue representa el límite elástico mínimo del material, expresado en megapascuales (MPa), y es válido para espesores nominales menores o iguales a 16 mm. Para espesores superiores, la resistencia característica del acero puede experimentar reducciones. Los sufijos alfanuméricos finales proporcionan información sobre la susceptibilidad a la fractura frágil y la soldabilidad del material.

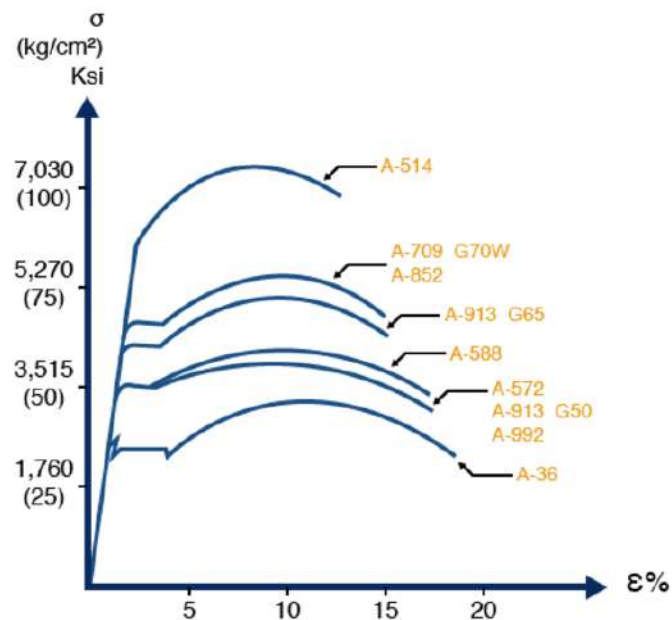
- JR = Para construcciones ordinarias.
- J0 = Cuando se requiere alta soldabilidad y resistencia a la rotura frágil.
- J2 = Cuando se requiere exigencias especiales de resiliencia, resistencia a la rotura frágil y soldabilidad.

En el contexto ecuatoriano, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-AC-9) establece que los aceros estructurales utilizados en Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas

(SRCS) deben cumplir con las especificaciones de la norma ASTM. Esta normativa garantiza la calidad y el desempeño de los materiales empleados en la construcción, asegurando la seguridad y durabilidad de las estructuras.

### Figura 6.2

*Gráfica de Esfuerzos - Deformación ASTM.*



**Nota:** Esta gráfica representa las curvas de esfuerzo deformación de los distintos aceros estructurales bajo normativa ASTM para uso nacional (AcerosCrea, 2024).

“Los aceros estructurales usados en los SRCS debe cumplir con una de las siguientes Especificaciones ASTM: A36/A36 M, A53/A53 M (Grado B), A500 (Grado B o C), A501, A572/A572M [Grado 50 (345)], A588/A588M, A992/A992M. El acero estructural usado para placas base de columnas debe seguir una de las Especificaciones ASTM anteriores o ASTM A283/A283M Grado D” (Camicon, 2015).

**Figura 6.3**

*Tabla de Clasificación de Aceros ASTM.*

Clasificación de los Aceros según ASTM	Límite Elástico		Tensión de Rotura	
	KSI	Mpa	KSI	Mpa
ASTM A36	36	250	58 - 80	400 - 500
ASTM A53 / Grado B	35	240	> 60	> 415
ASTM A106 / Grado B	35	240	> 60	> 415
ASTM A131 / Grado A, B, CS, D, DS, E	34	235	58 - 71	400 - 490
ASTM A139 / Grado Y35	35	240	> 60	> 415
ASTM A381 / Grado B	35	240	> 60	> 415
ASTM A500 / Grado A	33	228	> 45	> 310
ASTM A500 / Grado B	42	290	> 58	> 400
ASTM A501	36	250	> 58	> 400
ASTM A516 / Grado 55	30	205	55 - 75	380 - 515
ASTM A516 / Grado 60	32	220	60 - 80	415 - 550
ASTM A524 / Grado I	35	240	60-85	415 - 586
ASTM A524 / Grado II	30	205	55 - 80	380 - 550
ASTM A529	42	290	60 - 85	415 - 550
ASTM A570 / Grado 30	30	205	> 49	> 340
ASTM A570 / Grado 33	33	230	> 52	> 360
ASTM A570 / Grado 36	36	250	> 53	> 365
ASTM A570 / Grado 40	40	275	> 55	> 380
ASTM A570 / Grado 45	45	310	> 60	> 415
ASTM A570 / Grado 50	50	345	> 65	> 450
ASTM A709 / Grado 36	36	250	58 - 80	400 - 550
API 5L / Grado B	35	240	60	415
API 5L / Grado X42	42	290	60	415

**Nota:** Esta tabla representa las propiedades de los distintos aceros ASTM utilizados en la construcción metalmeccánica. (AcerosCrea, 2024).

### 6.1.2. Conexiones

Una conexión se define como el punto de encuentro o intersección de dos o más elementos estructurales, diseñado para transmitir esfuerzos de manera eficiente y segura. Con el objetivo de cumplir con los requerimientos del modelo estructural ideal, las conexiones pueden realizarse mediante diversos métodos, entre los cuales destacan la unión mediante pernos de alta resistencia y la soldadura.

La seguridad y el desempeño de una conexión dependen de múltiples factores, incluyendo un diseño adecuado, la selección de los materiales y los procesos de fabricación y montaje. Es importante destacar que la elección entre pernos y soldadura no es determinante por sí sola para garantizar la seguridad de una conexión, sino que ambos métodos, cuando se ejecutan correctamente, pueden ofrecer resultados satisfactorios. La resistencia y ductilidad de una conexión son propiedades esenciales que deben considerarse en el diseño, ya que influyen directamente en el comportamiento global de la estructura ante cargas sísmicas y otras solicitaciones. Además, es fundamental evaluar la facilidad de inspección y mantenimiento de las conexiones, especialmente en aquellas zonas de difícil acceso (Chazaro, 2021).

En la Tabla 6.2 podemos observar la clasificación de las conexiones en función de su grado de rigidez según su caso de diseño.

**Tabla 6.2**

*Clasificación de Conexiones.*

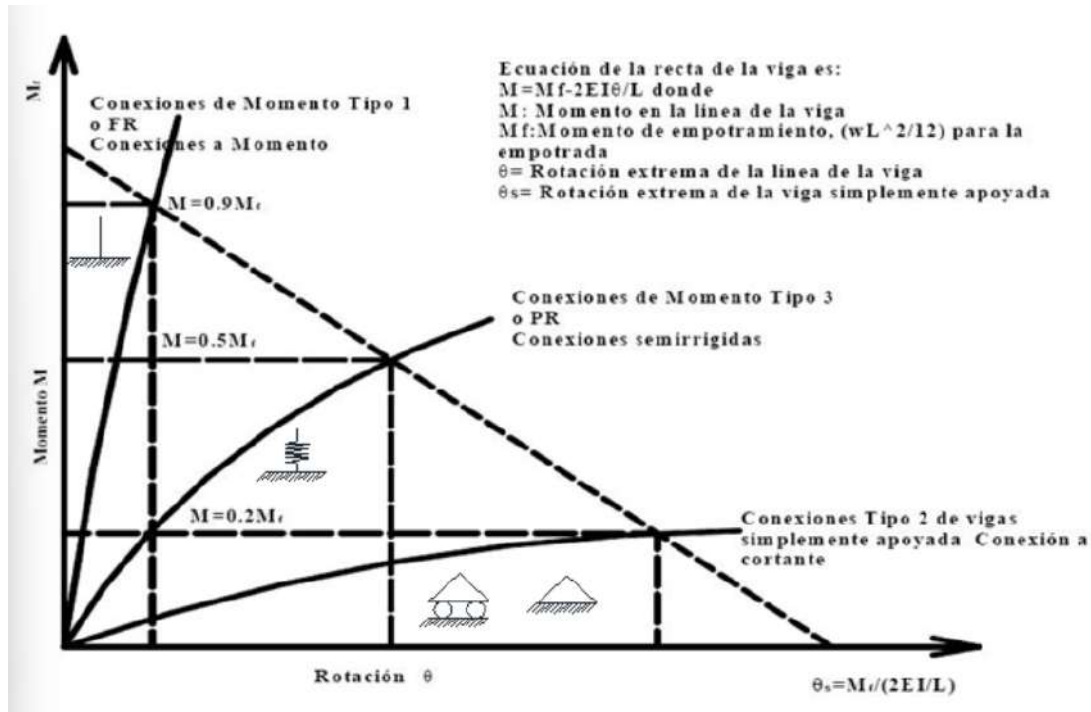
Tipo de Conexión	ASD	LRFD
Rígida	Tipo I	Totalmente Restringida
Simple	Tipo II	Parcialmente Restringida
Semi-Rígida	Tipo III	Parcialmente Restringida

**Nota:** En la tabla se observan los tipos de conexiones en acero según el caso de Diseño por Resistencia Permisible (ASD) y el caso del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Las conexiones se clasifican en las 3 anteriormente mostradas y serán a partir de las restricciones que tienen con respecto al giro en el nodo donde se intersectan los elementos a conectarse.

Figura 6.4

Representación Gráfica de las Conexiones.

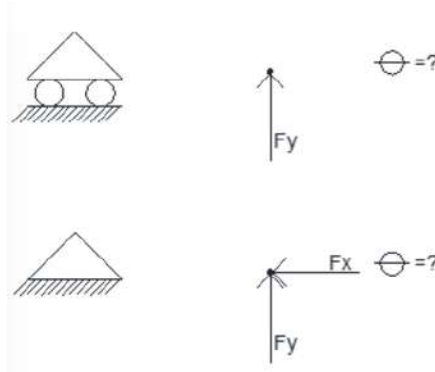


**Nota:** Esta figura presenta los 3 tipos de conexiones gráficamente (Chazaro, 2021).

- Conexion Simple:** Una conexión simple se define como aquella que permite la rotación libre en el nodo, sin ofrecer resistencia significativa a los momentos flectores. Tanto los apoyos fijos como los móviles, al ser articulaciones, permiten este tipo de movimiento. Para clasificar una conexión como simple, su capacidad de resistir momentos flectores debe ser limitada, generalmente al 20% de la capacidad máxima de la sección. Las conexiones se clasifican en función de su rigidez, siendo las conexiones simples aquellas que presentan la menor rigidez rotacional. Esta característica las diferencia de las conexiones rígidas, que restringen completamente la rotación en el nodo, y las conexiones semirrígidas, que ofrecen una resistencia intermedia a los momentos flectores.

**Figura 6.5**

*Conexión Simple.*

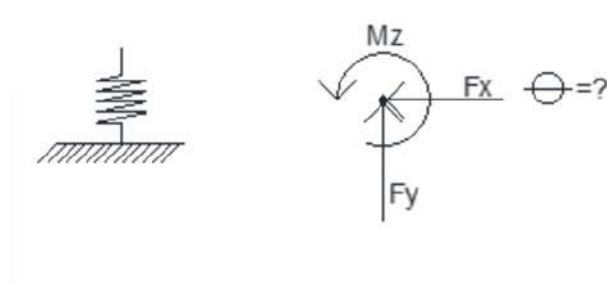


**Nota:** Esta figura presenta los apoyos tanto fijo como móvil que permiten la rotación en las conexiones simples.(Chazaro, 2021).

- **Conexión Semi-Rígida:** Una conexión semi-rígida se caracteriza por presentar una rigidez intermedia entre una conexión completamente flexible (cero rigidez) y una conexión completamente rígida (rigidez infinita). En la práctica, ninguna conexión es perfectamente rígida debido a las inevitables deformaciones que experimentan los materiales bajo carga. Para que una conexión sea clasificada como semi-rígida, debe ser capaz de transmitir un porcentaje del momento flector entre el 20% y el 90% del momento que se transmitiría en una conexión completamente rígida. Este rango de transmisión de momento permite considerar el efecto de la rigidez de la conexión en el análisis estructural, obteniendo resultados más precisos y realistas en comparación con modelos que asumen conexiones completamente rígidas o flexibles.

**Figura 6.6**

*Conexión Semi-Rígida.*

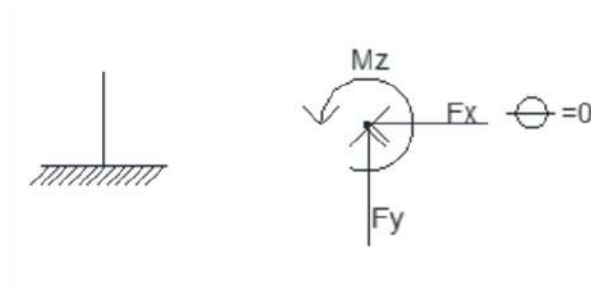


**Nota:** El resorte representa un vínculo de conexión que se encuentra entre cero rigidez y la rigidez infinita. (Chazaro, 2021).

- **Conexión Rígida:** Una conexión rígida se define como aquella que impide prácticamente cualquier rotación en el nodo donde se unen dos o más elementos estructurales. En términos ideales, se considera que una conexión rígida ofrece una resistencia infinita a la rotación, aunque en la práctica siempre existe cierta deformación.

Para que una conexión sea clasificada como rígida, debe ser capaz de transmitir al menos el 90% del momento flector que podría transmitir una conexión perfectamente rígida. Esta alta capacidad de transmitir momentos flector permite garantizar una continuidad estructural y una distribución más eficiente de los esfuerzos en el marco.

Uno de los principios fundamentales en el diseño de estructuras es buscar la hiperestaticidad, es decir, un mayor número de incógnitas que ecuaciones de equilibrio. Las conexiones rígidas contribuyen significativamente a aumentar el grado de hiperestaticidad de un marco, lo que se traduce en una mayor rigidez global de la estructura. Esta mayor rigidez es especialmente beneficiosa para resistir desplazamientos laterales causados por cargas accidentales, como sismos o vientos, mejorando así la estabilidad y seguridad de la edificación.

**Figura 6.7***Conexión Rígida.*

**Nota:** La figura muestra el símbolo estructural de un empotramiento con su diagrama de cuerpo libre (D.C.L.).(Chazaro, 2021).

La elección del método de unión en una conexión estructural influye significativamente en su comportamiento y desempeño. Otra de las clasificaciones más comunes se basan en la forma de anclaje de los elementos:

- **Conexiones Atornilladas y/o Empernadas:** Estas conexiones se realizan mediante pernos o tornillos, que se introducen en agujeros previamente taladrados en los elementos a unir. Son versátiles y económicas, lo que las convierte en una opción popular en la construcción. Sin embargo, su resistencia a la fatiga y a cargas dinámicas puede ser limitada en comparación con otros tipos de conexiones.
- **Conexiones Remachadas:** En este tipo de conexión, se utilizan remaches, que son elementos cilíndricos con una cabeza en un extremo. Los remaches se calientan y se introducen en los agujeros, expandiéndose al enfriarse y creando una unión mecánica. Las conexiones remachadas ofrecen una buena combinación de resistencia y ductilidad, pero su uso ha disminuido debido a la aparición de métodos de unión más modernos.
- **Conexiones Soldadas:** Las conexiones soldadas se realizan fundiendo localmente los metales de los elementos a unir. Este tipo de conexión proporciona una alta resistencia y continuidad estructural, lo que las hace ideales para aplicaciones que requieren una gran rigidez y resistencia a cargas elevadas. Sin embargo, las soldaduras requieren de personal altamente calificado y equipos especializados, lo que aumenta los costos de fabricación.

Además de la clasificación basada en el método de unión, las conexiones estructurales también pueden clasificarse según su ubicación en la estructura. Las conexiones más comunes se encuentran en los siguientes elementos (González, 2014):

- **Viga con columna:** Este tipo de conexión es fundamental en los sistemas estructurales de acero, ya que permite la transmisión de cargas entre los elementos horizontales (vigas) y los elementos verticales (columnas). El diseño de estas conexiones debe considerar no solo los aspectos estructurales, sino también los arquitectónicos y constructivos, ya que pueden convertirse en elementos destacados de la edificación.
- **Viga con viga:** Estas conexiones se utilizan para unir vigas entre sí, formando sistemas estructurales más complejos. Su diseño depende de la función de las vigas y de las cargas a las que están sometidas.
- **Columna con columna:** Estas conexiones se emplean para unir columnas entre sí, formando pórticos o núcleos rígidos. Son esenciales para garantizar la estabilidad lateral de la estructura.
- **Columna con fundación:** Esta conexión es fundamental para transmitir las cargas de la estructura al terreno. El diseño de esta conexión debe considerar las características del suelo y las cargas a las que estará sometida la fundación.
- **Arriostramientos:** Los arriostramientos son elementos diagonales que se utilizan para aumentar la rigidez lateral de la estructura. Las conexiones de los arriostramientos son cruciales para garantizar su eficacia.
- **Tubulares:** Las conexiones tubulares se utilizan en estructuras tubulares espaciales. Estas conexiones pueden ser muy complejas y requieren un análisis estructural detallado.

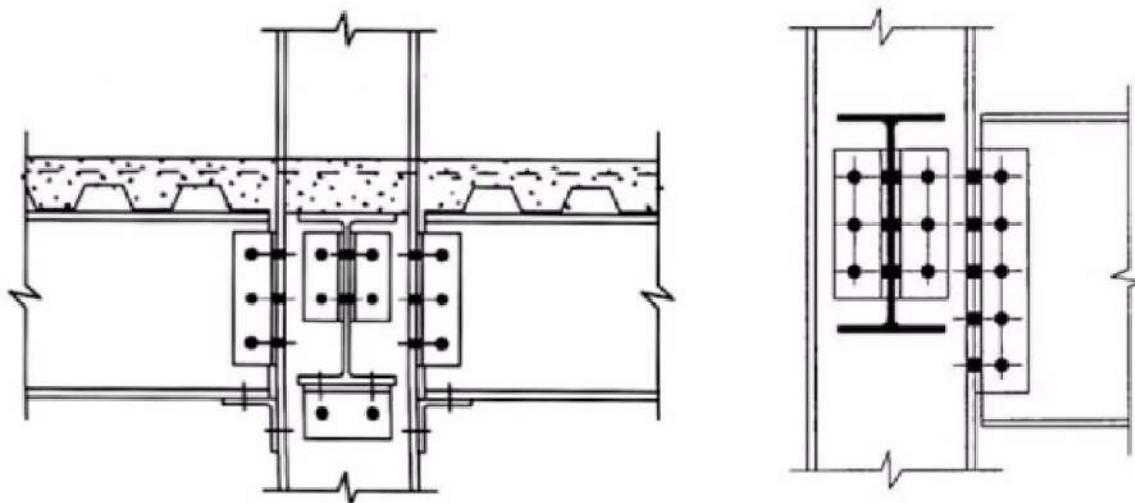
Una vez definidas las clasificaciones, se debe conocer los métodos de unión de las conexiones en la práctica real. Estas se detallan a continuación según el lugar de unión de los elementos:

- **Conexión Viga - Columna:** Una forma de conectar una viga a una columna es uniéndola únicamente al alma de la viga, dejando las alas sin conectar. Para realizar esta unión, se utilizan elementos en forma de ángulo que se fijan al alma de ambos miembros, ya sea mediante soldadura o pernos. Este tipo de conexión, denominada de corte, es eficiente para transmitir las fuerzas cortantes que surgen entre la viga y la columna. Los ángulos

suelen ser unidos al alma de la viga en el taller mediante pernos y luego apernados al alma de la columna en obra (González, 2014).

### Figura 6.8

*Conexión Apernada.*



**Nota:** La figura muestra dos tipos de conexiones viga - columna (González, 2014).

Cuando tratamos de conexiones soldadas en las uniones Viga - Columna, tenemos las siguientes detalladas a continuación:

**Figura 6.9**

*Conexión Soldada Doble Ángulo.*



**Nota:** La figura muestra la conexión viga - columna mediante soldadura de dos ángulos.(González, 2014).

**Figura 6.10**

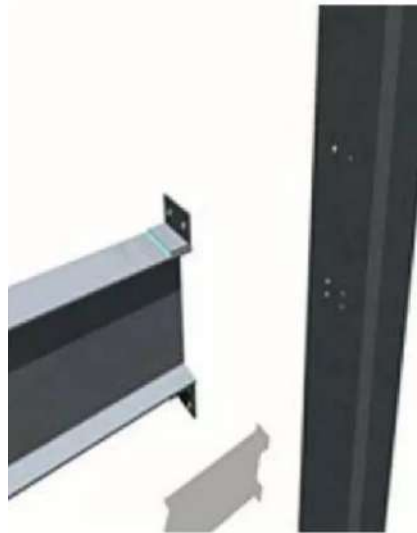
*Conexión Doble Ángulo Soldada - Empernada.*



**Nota:** La figura muestra la conexión viga - columna mediante soldadura de dos ángulos en taller y en obra apernado.(González, 2014).

**Figura 6.11**

*Conexión de Corte con Ángulos Soldados en Alas.*

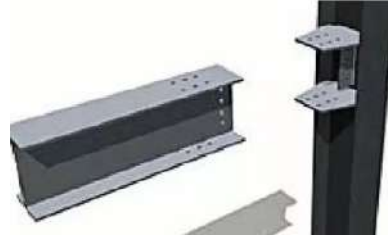


**Nota:** La figura muestra la conexión viga - columna mediante soldadura de dos ángulos en las alas de la viga y apernadas en la columna en obra. (González, 2014).

Las conexiones a momento son esenciales para lograr una estructura integral, ya que permiten que los elementos trabajen en conjunto. En este tipo de conexiones, las alas de la viga se unen firmemente al elemento de soporte, bien sea directamente o a través de otros componentes. A continuación, se presentan los distintos tipos de conexiones a momento utilizadas en las conexiones viga - columna:

**Figura 6.12**

*Conexión a Momento con Cartelas.*



**Nota:** La figura muestra la conexión viga - columna a momento con el uso de cartelas.(González, 2014).

**Figura 6.13**

*Conexión a Momento con Plancha Sobresaliente.*



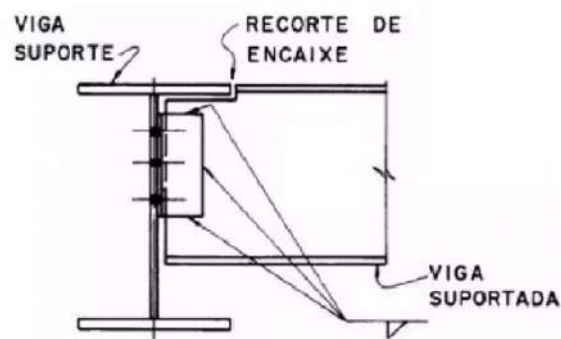
**Nota:** La figura muestra la conexión viga - columna a momento con el uso de una plancha sobresaliente y uso de cartelas atiesadoras en la columna.(González, 2014).

**■ Conexión Viga - Viga:**

Las uniones entre vigas comparten principios similares a las uniones entre vigas y columnas, aunque su configuración es diferente. Estas conexiones pueden transmitir tanto fuerzas cortantes como momentos flectores. A continuación se describen las conexiones de corte más comunes, que pueden realizarse mediante soldadura o pernos (González, 2014):

**Figura 6.14**

*Conexión Viga - Viga a Corte con Doble Ángulo.*



**Nota:** La figura muestra la conexión viga - viga a corte con el uso de doble ángulos. (González, 2014).

**Figura 6.15**

*Conexión Viga - Viga a Corte con Plancha de Cabeza.*



**Nota:** La figura muestra la conexión viga - viga a corte con el uso de plancha de cabeza. (González, 2014).

"

**Figura 6.16**

*Conexión Viga - Viga a Corte con Plancha Simple.*

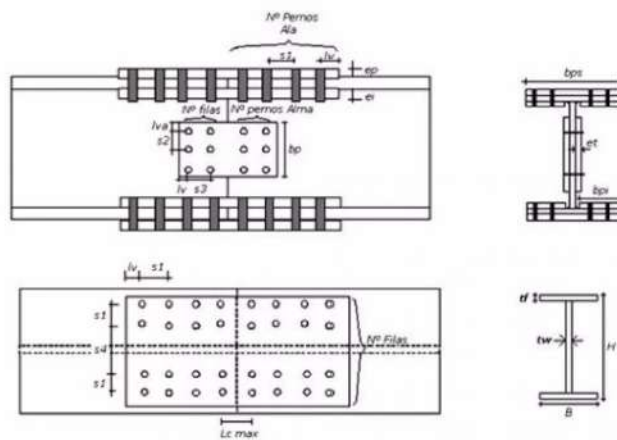


**Nota:** La figura muestra la conexión viga - viga con el uso de plancha simple.(González, 2014).

Tenemos la siguiente conexión a momento detallada a continuación:

**Figura 6.17**

*Empalme Viga - Viga a Momento Apernado.*



**Nota:** La figura muestra la conexión viga - viga mediante empalme con pernos.(González, 2014).

- **Conexión Columna - Fundición:** Las conexiones columna-fundación suelen emplear placas base soldadas para transferir las cargas al hormigón. La configuración de los



**Figura 6.19**

*Relaciones Constitutivas de los Materiales.*

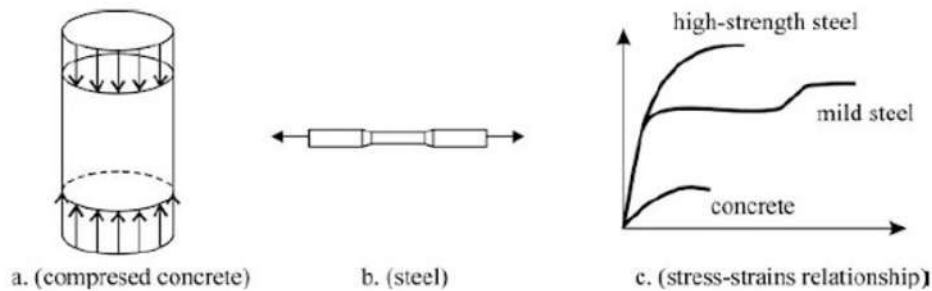
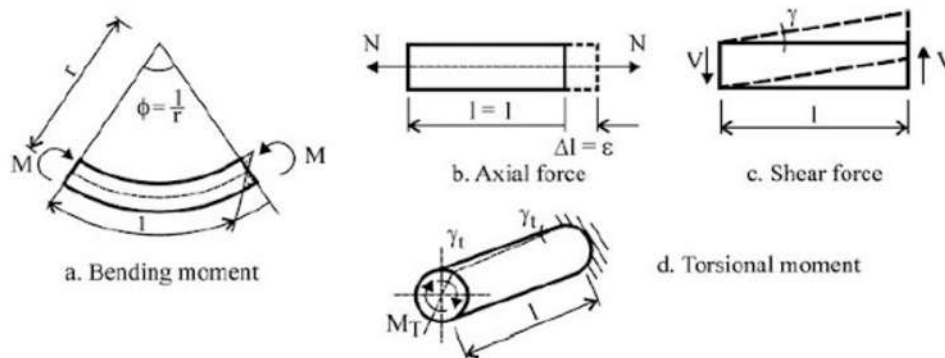


Figure 2.1 Constitutive laws for different materials



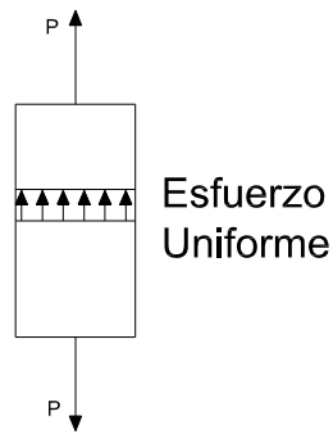
**Nota:** La figura muestra las relaciones constitutivas de los materiales bajo distintos casos de esfuerzos y deformaciones (Eden, 2017).

A continuación se detallará los tipos de esfuerzos existentes en las estructuras (Diego, 2006):

- **Esfuerzos a Tensión o Tracción:** Un esfuerzo de tracción se produce cuando una fuerza externa actúa perpendicularmente a la sección transversal de un elemento, tendiendo a estirarlo y reducir su área, generando esfuerzos internos de tracción. Es decir, las fuerzas actúan en sentido opuesto y alejándose del plano de la sección, provocando una deformación unitaria en la dirección de la fuerza aplicada.

**Figura 6.20**

*Esfuerzo a Tensión.*

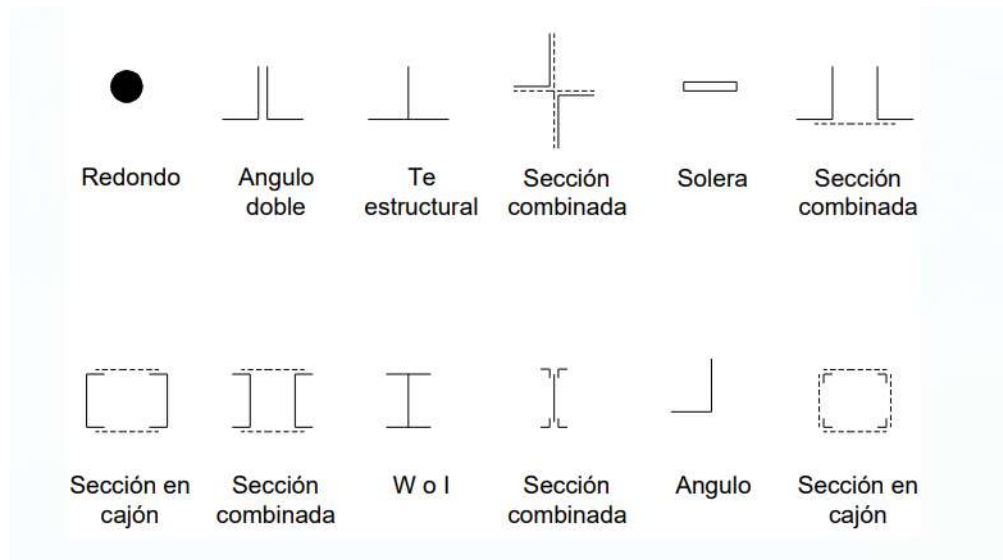


**Nota:** La figura muestra un diagrama de dos fuerzas aplicadas a un elemento ejerciendo un esfuerzo a tensión (Diego, 2006).

Los elementos sometidos a tracción suelen fabricarse con perfiles en ángulo sencillo o doble, canales, perfiles de ala ancha o secciones compuestas. Estos perfiles, por su rigidez y facilidad de conexión, son ideales para aplicaciones como torres de transmisión y puentes peatonales. Las placas y soleras soldadas también son comunes en estas estructuras, ofreciendo versatilidad y eficiencia.

**Figura 6.21**

*Tipos de Miembros sujetos a Tensión.*



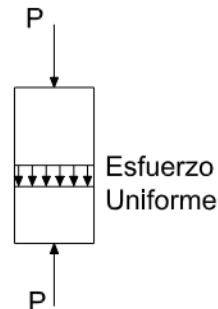
**Nota:** La figura muestra algunos tipos de miembros de uso común sujetos a esfuerzo a tensión (Diego, 2006).

El cálculo de los esfuerzos de tracción se realiza considerando la fuerza aplicada y el área de la sección transversal del perfil. Es fundamental verificar que el esfuerzo máximo inducido no exceda la resistencia a la tracción del material.

- **Esfuerzos a Compresión:** Un esfuerzo de compresión se genera cuando las fuerzas externas aplicadas a un elemento tienen una componente perpendicular a su sección transversal y dirigida hacia el interior. Esta acción tiende a acortar el material, disminuyendo su longitud.

**Figura 6.22**

*Esfuerzo a Compresión.*

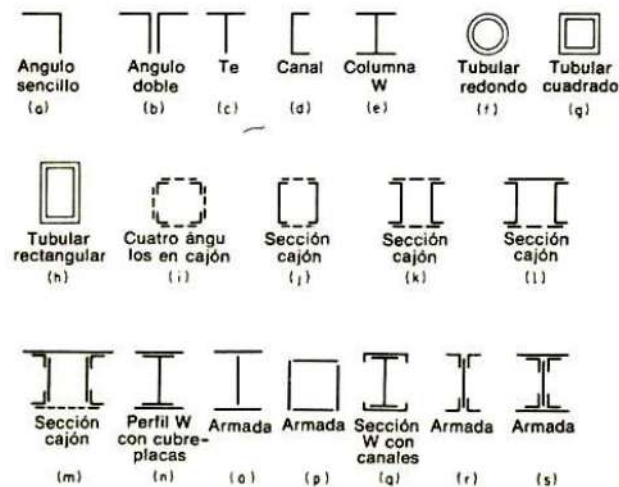


**Nota:** La figura muestra un diagrama de dos fuerzas aplicadas a un elemento ejerciendo un esfuerzo a compresión (Diego, 2006).

Si bien los perfiles utilizados en compresión comparten similitudes con los de tracción, existen diferencias notables. Barras redondas, placas y perfiles esbeltos son generalmente inadecuados para soportar cargas axiales de compresión debido a su mayor susceptibilidad al fenómeno del pandeo. La selección de perfiles para compresión está restringida por factores como la disponibilidad comercial, la longitud-radio de giro las condiciones de apoyo, la carga crítica de Euler, los requisitos de conexión y las características de la estructura. En la Figura 6.23 podemos observar unos ejemplos de miembros sujetos a esfuerzo de compresión.

**Figura 6.23**

*Tipos de Miembros sujetos a Compresión.*



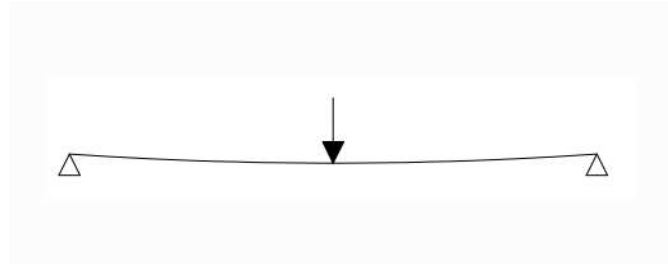
**Nota:** La figura muestra algunos tipos de miembros de uso común sujetos a esfuerzo a compresión (Diego, 2006).

La estabilidad de una columna bajo carga axial está directamente relacionada con su esbeltez. A mayor relación de esbeltez, mayor es la susceptibilidad al pandeo, fenómeno por el cual la columna se deforma lateralmente y falla por flexión antes de alcanzar su resistencia a la compresión. La carga crítica de Euler es un parámetro fundamental para evaluar la estabilidad de columnas esbeltas (Diego, 2006).

- **Esfuerzos a Flexión:** El esfuerzo de flexión surge cuando un elemento estructural está sometido a un sistema de fuerzas que produce momentos flectores perpendiculares a su eje longitudinal que tienden a doblar el elemento. Estos momentos flectores generan tensiones de tracción en una cara del elemento y de compresión en la cara opuesta, dando lugar a la deformación característica de flexión.

**Figura 6.24**

*Elemento sometido a Flexión.*

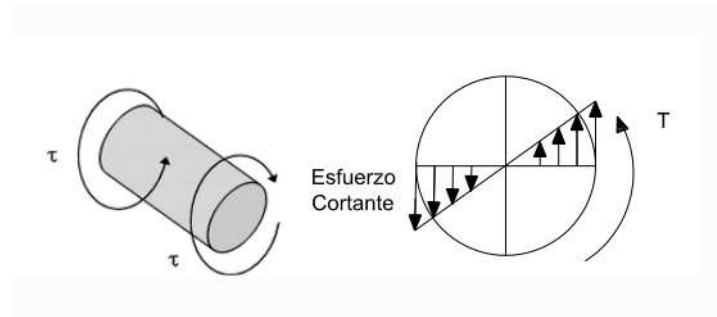


**Nota:** La figura muestra un elemento bajo esfuerzo de flexión (Diego, 2006).

- **Esfuerzos a Torsión:** El esfuerzo de torsión surge cuando se aplica un momento torsor o torque alrededor del eje longitudinal de un miembro, generando tensiones cortantes en su sección transversal. Este momento torsor es el producto de una fuerza y su brazo de palanca, que es la distancia perpendicular entre la línea de acción de la fuerza y el eje de rotación.

**Figura 6.25**

*Elemento sometido a Torsión.*



**Nota:** La figura muestra un elemento bajo esfuerzo de torsión (Diego, 2006).

La torsión induce una deformación angular, denominada ángulo de giro, y un desplazamiento transversal de los puntos de la sección

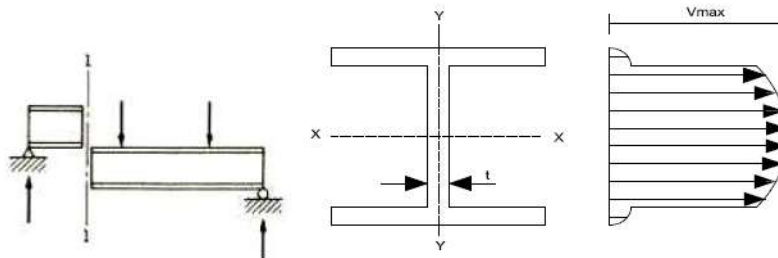
Para secciones circulares homogéneas, la distribución de tensiones cortantes es lineal y

su valor máximo se produce en la fibra más externa. El resultado del esfuerzo cortante es igual al torque multiplicado por la distancia del centro de la sección a la fibra exterior dividido por el momento polar de inercia (Diego, 2006).

- **Esfuerzos a Cortante:** El esfuerzo cortante se produce cuando las fuerzas aplicadas a un elemento tienden a deslizar unas secciones transversales respecto a las adyacentes, simulando cizallamiento, corte o desgarre del elemento. La distribución de las tensiones cortantes en una sección transversal es parabólica para secciones rectangulares y varía según la forma de la sección. El valor máximo del esfuerzo cortante se localiza en el eje neutro, mientras que es nulo en las fibras extremas.

**Figura 6.26**

*Elemento sometido a Cortante.*



**Nota:** La figura muestra un elemento bajo esfuerzo cortante (Diego, 2006).

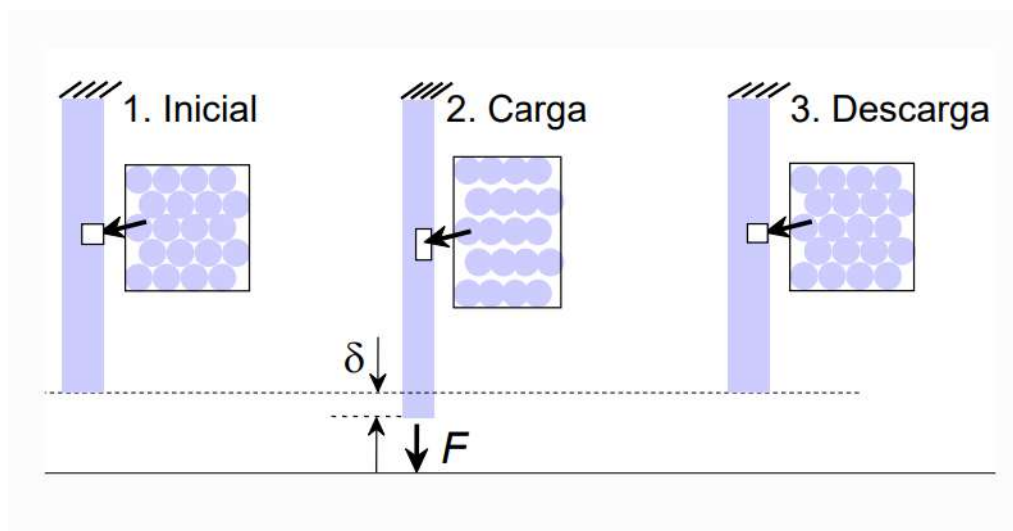
- **Esfuerzos Combinados:** El análisis de elementos estructurales sometidos a esfuerzos combinados es fundamental para garantizar la seguridad y durabilidad de las estructuras. En la práctica ingenieril, es común encontrar elementos estructurales sometidos a la acción combinada de diversos esfuerzos internos. Esta combinación puede incluir esfuerzos axiales (tracción o compresión), flexión, torsión y cortante. El análisis de elementos bajo estas condiciones requiere identificar la sección crítica, es decir, aquella donde se alcanzan los máximos valores de esfuerzo o deformación. Además, es necesario evaluar la influencia relativa de cada tipo de esfuerzo en la sección crítica para determinar el criterio de diseño más adecuado.

Las propiedades mecánicas de los materiales desempeñan un papel fundamental en el análisis estructural, determinando su comportamiento bajo carga y su capacidad de resistir esfuerzos. Entre estas propiedades, la elasticidad es una de las más relevantes.

- **Elasticidad:** Se define como la capacidad de un material para recuperar su forma original una vez que cesa la carga aplicada. La deformación elástica es reversible y está directamente relacionada con la rigidez del material, la cual depende de la fuerza de los enlaces atómicos.

**Figura 6.27**

*Elasticidad en un Elemento.*

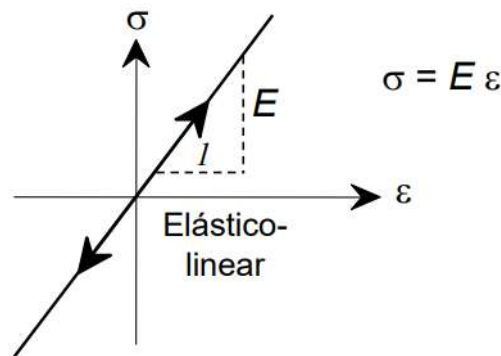


**Nota:** La figura muestra un elemento bajo la propiedad elástica (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

El módulo de elasticidad ( $E$ ) es una propiedad característica de cada material y cuantifica su resistencia a las deformaciones elásticas. Relaciona la tensión aplicada con la deformación resultante de manera lineal, según la ley de Hooke. Sin embargo, es importante destacar que la relación tensión-deformación no siempre es lineal, especialmente en materiales como el hormigón y muchos polímeros.

**Figura 6.28**

*Gráfica Esfuerzo - Deformación con Módulo de Elasticidad.*



**Nota:** La figura muestra la grafica esfuerzo deformación con una linealidad elastica y el módulo de elasticidad (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

El módulo de elasticidad se ve afectado por diversos factores, como la temperatura, la porosidad y la humedad. Generalmente, un aumento en la temperatura o la porosidad disminuye el módulo de elasticidad.

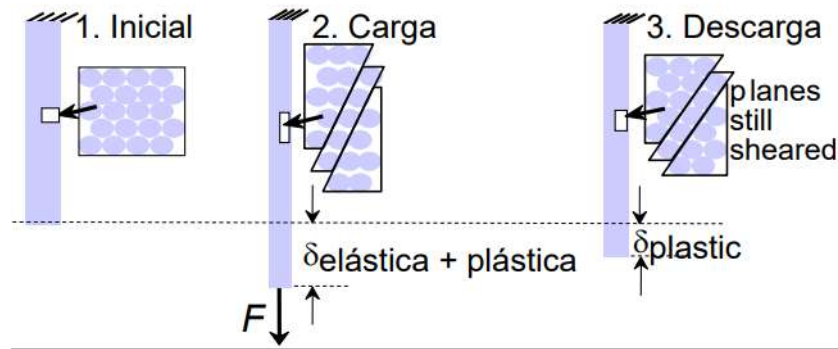
Por otro lado, el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) relaciona la deformación transversal con la deformación longitudinal de un material cuando se somete a un esfuerzo uniaxial. Este coeficiente indica la tendencia de un material a contraerse en una dirección perpendicular a la de aplicación de la carga.

En el contexto del diseño de estructuras metálicas, es fundamental conocer y considerar las propiedades elásticas de los materiales, ya que estas influyen directamente en el cálculo de las deformaciones, los esfuerzos y la rigidez de los elementos estructurales. Además, es necesario tener en cuenta la variación de estas propiedades con factores como la temperatura y la presencia de defectos en el material.

- **Plasticidad:** La deformación plástica corresponde a una deformación irreversible del material que se produce cuando las tensiones aplicadas superan el límite elástico. Este tipo de deformación está asociado a deslizamientos cristalinos y a la formación de dislocaciones, lo que resulta en cambios permanentes en la microestructura del material.

**Figura 6.29**

*Deformación Plástica.*

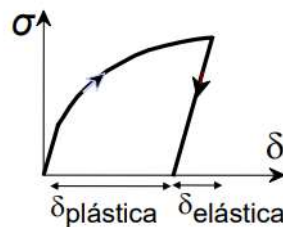


**Nota:** La figura muestra la un ejemplo de deformación plástica (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

La consideración de la plasticidad en el diseño estructural permite aprovechar la capacidad de los materiales de absorber energía a través de deformaciones permanentes. Esta característica mejora la ductilidad de las estructuras, haciéndolas más resistentes a cargas sísmicas y otras acciones dinámicas. Además, la plasticidad permite identificar los mecanismos de falla de manera más precisa, lo que contribuye a un diseño más seguro y confiable.

**Figura 6.30**

*Gráfica Esfuerzo - Deformación Plástica.*

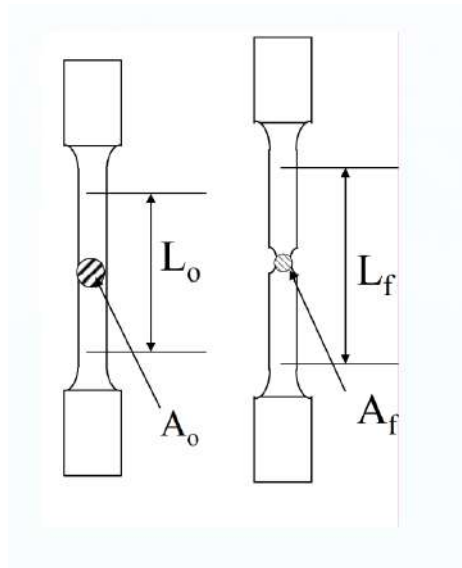


**Nota:** La figura muestra la gráfica esfuerzo - deformación con las curvas de deformación plástica y retorno elástico (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

- **Ductilidad:** La ductilidad, estrechamente relacionada con la deformación plástica, es la capacidad de un material de experimentar grandes deformaciones antes de fallar por fractura. Esta propiedad se cuantifica a través de la elongación a la rotura, que representa el porcentaje de alargamiento que experimenta una probeta antes de fracturarse. Generalmente, se considera que un material es dúctil si su elongación a la rotura supera el 5% (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

### Figura 6.31

*Ductilidad en Probeta.*



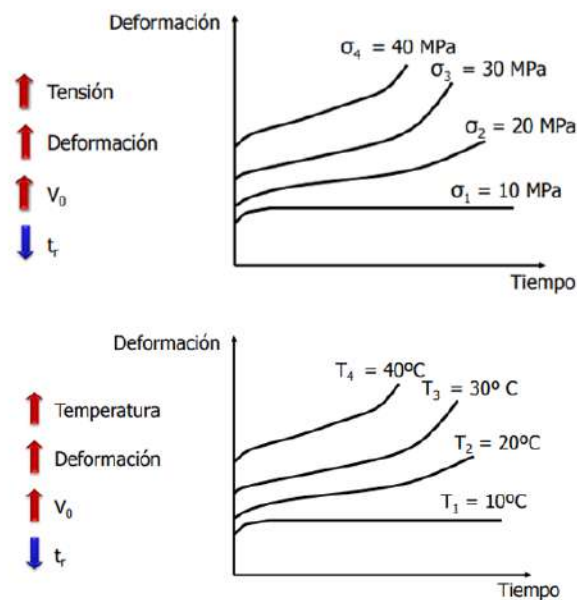
**Nota:** La figura muestra una probeta demostrando longitudes iniciales y finales en un ensayo de tracción (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

- **Fragilidad:** La fragilidad es la susceptibilidad de un material a la fractura frágil, caracterizada por una propagación rápida de grietas sin aviso previo. Esta propiedad es indeseable en estructuras, ya que puede llevar a fallas catastróficas. Se considera que un material es frágil cuando su elongación a la rotura es inferior al 5%.
- **Fluencia:** La fluencia es un fenómeno de deformación dependiente del tiempo que puede limitar la vida útil de componentes estructurales sometidos a cargas constantes, especialmente a altas temperaturas. Se caracteriza por un incremento gradual y continuo de la deformación con el tiempo, incluso a tensiones inferiores al límite elástico. Los

principales factores que influyen en la velocidad de fluencia son la temperatura, la tensión aplicada y la microestructura del material (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

### Figura 6.32

*Diagrama Deformación - Tiempo en Fluencia.*

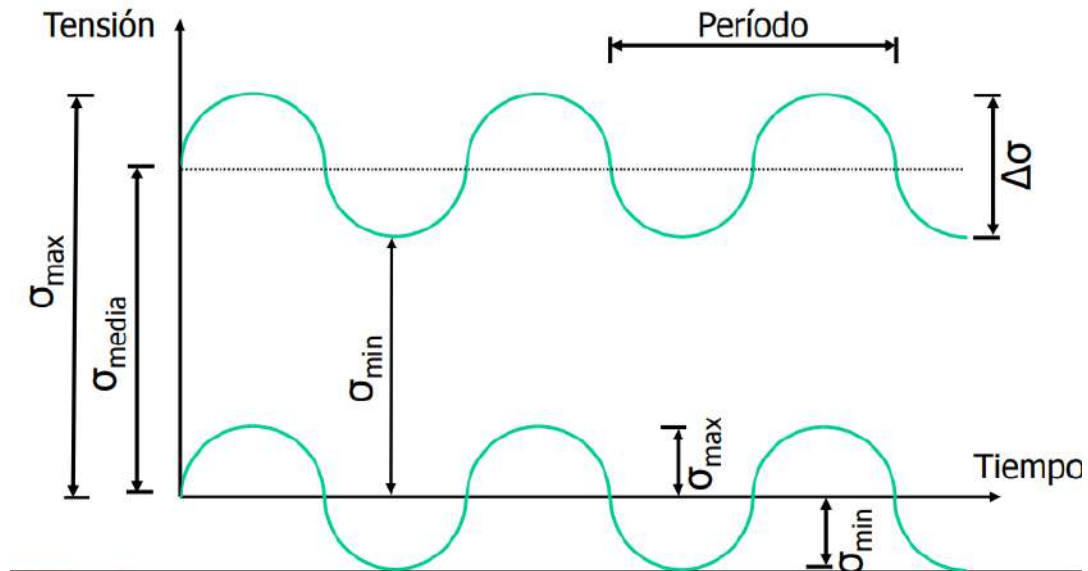


**Nota:** La figura muestra unos diagramas deformación - tiempo bajo parámetros de temperatura y tensión para el análisis de efecto de la fluencia (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

- **Fatiga:** La fatiga es un fenómeno de fractura progresiva que se desarrolla en materiales sometidos a cargas variables en el tiempo, conocidas también como cargas cíclicas. A pesar de que los esfuerzos máximos aplicados puedan estar por debajo del límite elástico, la repetición de ciclos de carga induce la formación y propagación de microgrietas, culminando en una fractura catastrófica. Se estima que la fatiga es responsable del 90% de las fallas en componentes metálicos (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

**Figura 6.33**

*Diagrama de Cargas Cíclicas.*

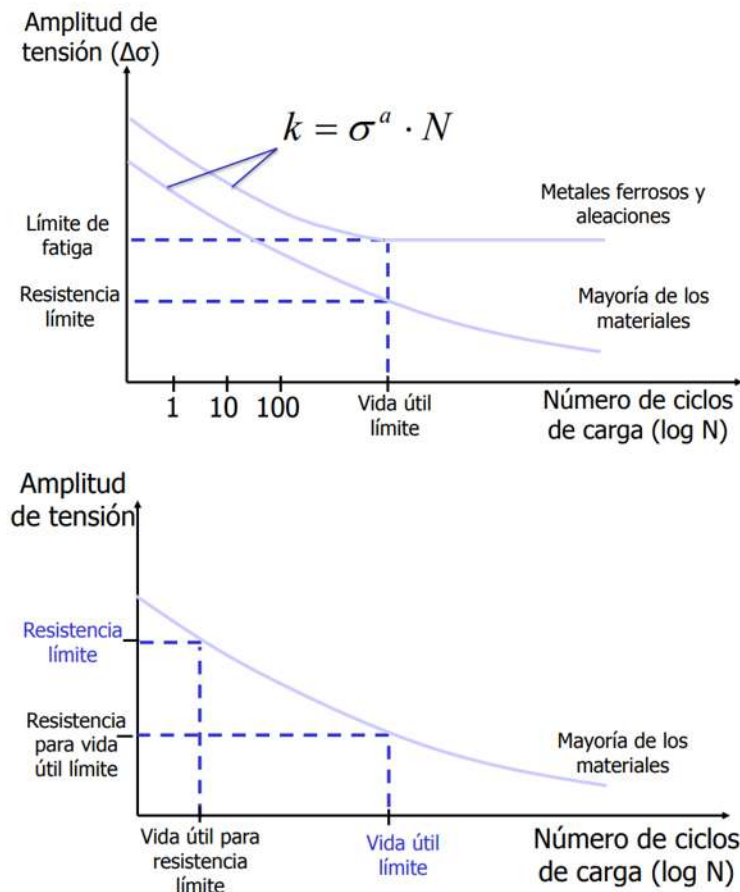


**Nota:** La figura muestra el diagrama de cargas cíclicas según las distintas magnitudes de esfuerzos (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

Los principales factores que influyen en la vida a la fatiga son la amplitud de tensión, la frecuencia de carga, la temperatura, el medio ambiente y las características superficiales del material.

**Figura 6.34**

Diagrama Amplitud de Tensión - Número de Ciclos de Carga.



**Nota:** En el diagrama inferior se observa la definición en función de la resistencia límite o de la vida útil límite (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

Para mejorar la resistencia a la fatiga se pueden implementar las siguientes estrategias:

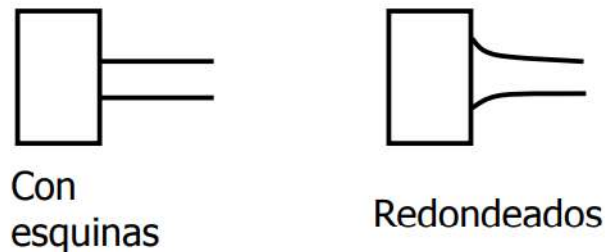
- Diseño: Minimizar concentradores de tensión (radio de enchaves, agujeros, cambios bruscos de sección), utilizar transiciones suaves y evitar formas geométricas complejas.
- Fabricación: Controlar la calidad superficial (rugosidad, inclusiones), evitar defectos internos y aplicar tratamientos térmicos adecuados para mejorar las propiedades mecánicas.
- Materiales: Seleccionar materiales con alta resistencia a la fatiga, como aceros de baja

aleación o aleaciones de aluminio tratadas térmicamente.

- Tratamientos superficiales: Aplicar recubrimientos protectores (galvanizado, anodizado), tratamientos superficiales que induzcan tensiones residuales de compresión (shot peening, nitruración) y técnicas de endurecimiento superficial (cementación, carbonitruración).

### Figura 6.35

*Mejora en Concentrador de Esfuerzos.*



**Nota:** En la Figura se observa un redondeo en las aristas donde existe concentrador de esfuerzo (Universitat Politècnica de Catalunya, 2024).

#### 6.1.4. Normativas de la construcción:

Ecuador, al ser un país con alta actividad sísmica, cuenta con una normativa de construcción bastante rigurosa, especialmente en lo que respecta al diseño sismorresistente. A continuación, se detallan algunas de las normas más importantes, tanto nacionales como internacionales, utilizadas en el cálculo y diseño de estructuras metálicas en el país:

##### Normas Nacionales

- **Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC):** Es el marco normativo de referencia para el diseño y construcción de edificaciones en Ecuador. Sus capítulos específicos para estructuras metálicas establecen los requisitos mínimos de seguridad, habitabilidad y funcionalidad de las edificaciones. Esta norma se alinea con los avances en la ingeniería estructural y se actualiza periódicamente para incorporar nuevas tecnologías y conocimientos (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), 2023).

- **NEC-SE-DS:** La NEC-SE-DS es la norma ecuatoriana que regula el diseño sismorresistente de todas las edificaciones, incluyendo las estructuras metálicas. Define los parámetros sísmicos específicos para cada región del país, estableciendo los espectros de diseño que representan la severidad de los movimientos sísmicos esperados. La norma detalla los métodos de análisis estructural, como el análisis estático equivalente y el análisis dinámico, permitiendo una evaluación precisa de las demandas sísmicas sobre la estructura. Un aspecto fundamental de la NEC-SE-DS es el énfasis en la ductilidad de las estructuras, es decir, su capacidad de deformarse plásticamente sin colapsar, lo cual es esencial para disipar la energía sísmica y garantizar la seguridad de las edificaciones. Esta norma se complementa con otras normas técnicas nacionales e internacionales, como la AISC 360 para estructuras de acero, asegurando una coherencia en los criterios de diseño (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), 2023).

#### **Aspectos clave de la NEC-SE-DS:**

- Análisis sísmico: Establece los métodos de análisis sísmico a utilizar, incluyendo el análisis estático equivalente y el análisis dinámico.
  - Fuerzas sísmicas: Define las fuerzas sísmicas que deben considerarse en el diseño, considerando la zona sísmica, el tipo de suelo y el período fundamental de la estructura.
  - Requisitos de ductilidad: Establece los requisitos de ductilidad para los elementos estructurales, asegurando que la estructura pueda deformarse plásticamente sin colapsar.
  - Detalles constructivos: Especifica los detalles constructivos necesarios para garantizar la ductilidad de la estructura, como las conexiones y los refuerzos en las zonas críticas.
- **NEC-SE-AC:** Esta parte se dedica específicamente a las estructuras de acero, estableciendo los requisitos para el diseño de elementos estructurales como perfiles, conexiones, placas, etc (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), 2023).

#### **Aspectos clave de la NEC-SE-AC:**

- Materiales: Especifica los materiales de acero permitidos y sus propiedades mecánicas.
- Conexiones: Establece los requisitos para el diseño de conexiones soldadas y atornilladas.
- Estabilidad: Define los criterios de estabilidad para miembros comprimidos y flexocomprimidos.
- Fatiga: Incluye consideraciones para el diseño de miembros sujetos a cargas cíclicas.

## Normas Internacionales

- **American Institute of Steel Construction (AISC):** Es una de las normas más utilizadas a nivel mundial para el diseño de estructuras de acero. Proporciona guías detalladas para el diseño de conexiones, estabilidad de elementos, y carga última (American Institute of Steel Construction (AISC), 2024).

La norma AISC 360-16 es una referencia fundamental en el diseño de estructuras de acero a nivel mundial. Esta especificación proporciona un conjunto detallado de procedimientos y criterios para el diseño de miembros estructurales de acero, conexiones, placas y componentes. Actualmente esta normativa se actualizó hacia la AISC-360-22.

### Aspectos clave de la AISC 360-22:

La AISC 360-22 complementa y detalla los requisitos establecidos en la NEC-SE-AC para el diseño de estructuras de acero. Mientras que la NEC-SE-DS proporciona un marco general para el diseño sismorresistente, la AISC 360-22 y la AISC 360-16 ofrece procedimientos específicos para el diseño de elementos individuales, como perfiles, conexiones y placas. En este sentido, la AISC 360-16 se posiciona como una herramienta indispensable para el ingeniero estructural al momento de aplicar los principios establecidos en la NEC-SE-AC y en la NEC-SE-DS (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024).

- Métodos de diseño: Presenta tanto el método de diseño por resistencia admisible (ASD) como el método de diseño por resistencia última (LRFD).
  - Factores de seguridad: Define los factores de seguridad a aplicar en el diseño, considerando las incertidumbres en las cargas, materiales y métodos de análisis.
  - Estabilidad: Establece los criterios para evaluar la estabilidad de miembros comprimidos, flexocomprimidos y pandeo lateral-torsional.
  - Conexiones: Proporciona reglas detalladas para el diseño de diferentes tipos de conexiones, incluyendo soldaduras, pernos y remaches.
  - Fatiga: Incluye consideraciones para el diseño de miembros sujetos a cargas cíclicas.
- **ACI 318-19:** Es la edición 2019 del “Building Code Requirements for Structural Concrete” publicado por el American Concrete Institute. Este reglamento establece los requisitos mínimos para materiales, diseño, construcción y evaluación de la resistencia de elementos de concreto estructural, fundamentándose en el Método de Diseño de

Resistencia Última para garantizar niveles adecuados de seguridad y ductilidad en todas las fases de carga (American Concrete Institute, 2019).

Su influencia en el diseño de pedestales, zapatas y placas de anclaje es trascendental, pues define:

- Pedestales y placas base: requisitos para transferencia de cargas de la estructura metálica al concreto, detallando dimensiones mínimas, recubrimientos de refuerzo, anclajes y verificación de esfuerzos de tracción, cortante y momento en el concreto circundante (capítulo 17).
- Zapatas aisladas: métodos de diseño por resistencia última para cargas axiales, momentos biaxiales y cortantes, así como comprobaciones de capacidad portante del suelo, estabilidad ante volcamiento y deslizamiento, y cuantías mínimas de refuerzo flexural y de corte.

De esta manera, ACI 318-19 garantiza que tanto el componente metálico como su cimentación actúen de forma integrada y resistente frente a solicitaciones estáticas y sísmicas (American Concrete Institute, 2019).

- **Eurocódigo 3:** Desarrollado por el Comité Europeo de Normalización, el Eurocódigo 3 es ampliamente utilizado en Europa y cada vez más en otros países. Ofrece un enfoque unificado para el diseño de estructuras de acero, incluyendo consideraciones sísmicas (Norma Española Experimental, 1996).

- **ASCE 7-16**

El ASCE 7-16 es la norma de referencia en los Estados Unidos para determinar las cargas que actúan sobre las estructuras y establecer los requisitos mínimos de diseño estructural. Esta norma proporciona un marco integral para evaluar los efectos de diversas cargas, incluyendo cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento y de otras fuentes naturales. El ASCE 7-16 introduce el método de diseño de factor de carga y resistencia (LRFD), que utiliza combinaciones de carga definidas para evaluar la seguridad estructural. A diferencia del método de diseño por tensión admisible (ASD) que se basa en la

comparación entre las tensiones producidas por las cargas y las tensiones admisibles de los materiales, el LRFD permite un uso más eficiente de los materiales y un diseño más racional de las estructuras (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

- **ASTM International (American Society for Testing and Materials):** Esta organización desarrolla y publica normas técnicas para una amplia variedad de materiales, incluyendo los utilizados en la construcción. Para estructuras metálicas, las normas ASTM especifican los requisitos de composición química, propiedades mecánicas, tolerancias dimensionales y métodos de ensayo de los aceros estructurales (for Testing y (ASTM), 2024).
  - ASTM A36: Especifica los requisitos para acero estructural de bajo carbono.
  - ASTM A572: Cubre aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación.
  - ASTM A913: Se refiere a placas de acero para soldar.
  
- **American Welding Society (AWS):** Esta sociedad se dedica a la estandarización de los procesos de soldadura y sus materiales de aporte. Las normas AWS proporcionan directrices para la calificación de soldadores, procedimientos de soldadura, inspección y control de calidad.
  - AWS D1.1: Código de soldadura para estructuras de acero. Esta norma es una de las más utilizadas en la industria de la construcción y establece los requisitos para la calificación de soldadores, el diseño de juntas soldadas y los procedimientos de soldadura (American Welding Society (AWS), 2015).

### 6.1.5. Cargas de Diseño

Las cargas estructurales son fuerzas externas que actúan sobre una estructura a lo largo de su vida útil, influenciando su comportamiento y respuesta. Estas fuerzas pueden ser estáticas o dinámicas. La combinación adecuada de estas cargas determina las solicitaciones a las que estará sometida la estructura, y en consecuencia, define los requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad que deben cumplir los elementos estructurales.

A continuación se definirá a detalle cada una de las cargas existentes en el ámbito estructural:

■ **Carga Muerta:**

La carga muerta se define como el peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales de un edificio que permanecen fijos en posición durante la vida útil de la estructura. Estos elementos incluyen, pero no se limitan a: elementos estructurales (vigas, columnas, losas), cerramientos (muros, techos), acabados (revestimientos, pintura), instalaciones (eléctricas, sanitarias) y equipos fijos. La carga muerta ejerce una influencia significativa en el comportamiento estructural, especialmente en combinación con otras cargas como las sísmicas y las de viento (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018; Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

Los valores para estas cargas se muestran principalmente en el código de referencia que se utiliza en términos de su peso unitario correspondiente multiplicado por el espesor o volumen del material, como se especifica en los planos de construcción.

**Figura 6.36**

*Peso Unitario de Metales según NEC-SE-CG.*

Material	Peso Unitario kN/m <sup>3</sup>
<b>E. Metales</b>	
Acero	78.5
Aluminio	27.0
Bronce	85.0
Cobre	89.0
Estaño	74.0
Fundición gris	72.0
Latón	85.0
Plomo	114.0
Zinc	72.0

**Nota:** En la Figura se observan valores del peso unitario de distintos metales para la construcción según la NEC-SE-CG (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

■ **Carga Viva**

Las cargas vivas representan las fuerzas variables y dinámicas que actúan sobre una estructura debido a su uso y ocupación. A diferencia de las cargas muertas, que son esencialmente constantes, las cargas vivas presentan un carácter probabilístico y pueden fluctuar en magnitud, ubicación y distribución a lo largo del tiempo.

Las cargas vivas incluyen el peso de personas, mobiliario, equipos y mercancías en movimiento, fuerzas ejercidas por vehículos en puentes, estacionamientos y vías de circulación dentro de edificaciones, fuerzas generadas por cargas concentradas que se aplican de manera súbita, como el impacto de objetos pesados o el movimiento de maquinaria y algunas estructuras temporales que solo se usarán por un corto período de tiempo (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018; Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

**Figura 6.37**

*Cargas Uniformes y Concentradas según la NEC-SE-CG.*

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Almacenes</b>		
Venta al por menor		
Primer piso	4.80	4.50
Pisos superiores	3.60	4.50
Venta al por mayor. Todos los pisos	6.00	4.50
<b>Bodegas de almacenamiento (serán diseñadas para la mayor carga prevista)</b>		
Livianas	6.00	
Pesada	12.00	
<b>Cubiertas</b>		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
<b>Residencias</b>		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

**Nota:** En la Figura se observan valores de cargas uniformes y/o concentrada de acuerdo con la ocupación o los usos según la NEC-SE-CG (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

■ **Carga de Nieve**

La carga de nieve es una fuerza vertical que actúa sobre las estructuras ubicadas en regiones donde se producen nevadas. Su magnitud y distribución varían considerablemente dependiendo de factores climáticos, geográficos y de la configuración de la estructura

(American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

Se distinguen dos tipos principales de carga de nieve:

- **Carga de nieve uniforme:** Corresponde al peso de la nieve acumulada sobre una superficie horizontal y plana, sin la influencia del viento. Esta carga se considera generalmente como una carga muerta distribuida uniformemente.
- **Carga de nieve no uniforme o derivada:** Se produce cuando el viento redistribuye la nieve sobre la estructura, generando acumulaciones en zonas específicas como cornisas, barreras de protección y zonas de sombra. Esta carga presenta una distribución irregular y puede alcanzar valores significativamente mayores que la carga uniforme.

La determinación de la carga de nieve implica considerar los siguientes factores:

- **Densidad de la nieve:** Varía según el tipo de nieve (seca, húmeda, helada) y las condiciones climáticas.
- **Exposición al viento:** La intensidad y dirección del viento influyen en la formación de acumulaciones de nieve.
- **Topografía:** La pendiente del terreno y la presencia de obstáculos modifican la distribución de la nieve.
- **Temperatura:** Las variaciones de temperatura afectan la densidad y la cohesión de la nieve.

Los códigos de construcción proporcionan valores de carga de nieve de referencia, pero es fundamental realizar análisis más detallados para estructuras con geometrías complejas o ubicadas en zonas con condiciones climáticas extremas.

#### ■ Carga de Viento

La carga de viento es una fuerza dinámica y variable que actúa sobre las estructuras, especialmente en regiones expuestas a fenómenos meteorológicos extremos como tifones y huracanes. Esta carga genera presiones y succiones que pueden provocar daños significativos en los elementos estructurales y no estructurales de un edificio (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018; Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

La magnitud y distribución de la carga de viento dependen de diversos factores, entre los que se incluyen:

- **Velocidad del viento:** La intensidad del viento es el factor determinante de la fuerza ejercida sobre la estructura.
- **Dirección del viento:** La orientación de la estructura respecto al flujo del viento influye en la distribución de las presiones.
- **Forma y dimensiones de la estructura:** La geometría de la edificación y la relación entre sus dimensiones influyen en los coeficientes de presión.
- **Rugosidad del terreno:** La presencia de obstáculos en las cercanías de la estructura modifica el flujo del viento.

Para garantizar la seguridad de las estructuras, los ingenieros deben realizar análisis detallados de la carga de viento, considerando los efectos de las ráfagas, la vibración y la interacción fluido-estructura.

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h). Este valor se debe multiplicar por un coeficiente de corrección que dependerán de las siguientes características topográficas.

- **Categoría A (sin obstrucción):** Edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- **Categoría B (obstrucción baja):** Edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- **Categoría C (zona edificada):** zonas urbanas con edificios de altura.

**Figura 6.38**

*Coefficiente de Corrección del Viento en Ecuador.*

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

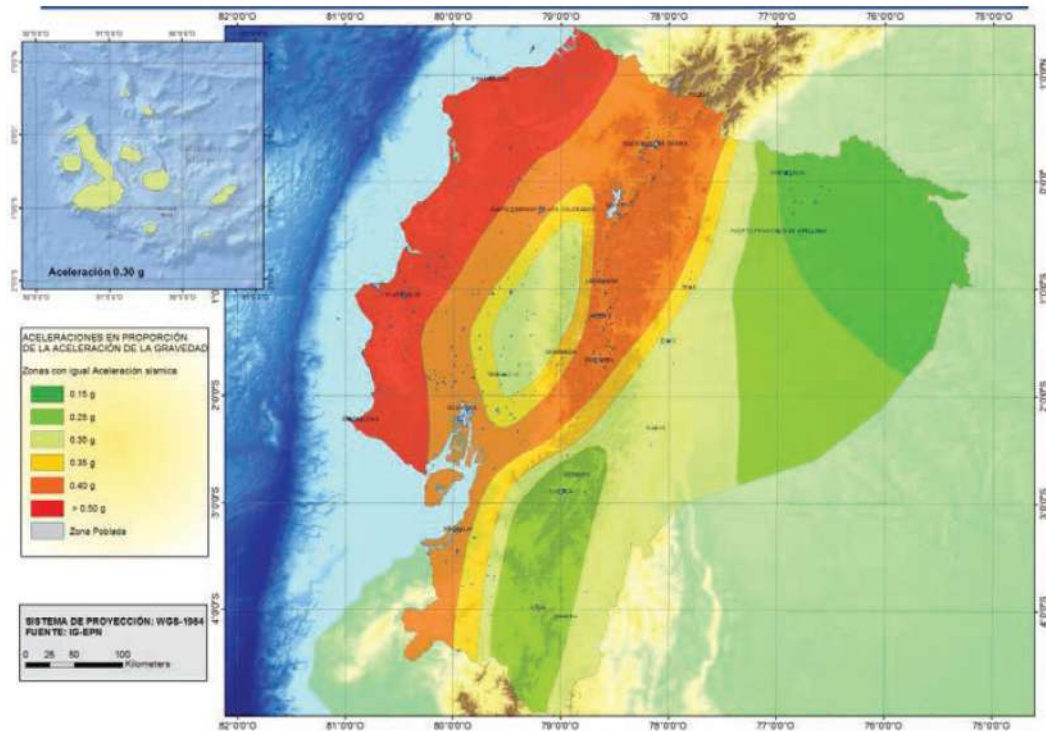
**Nota:** En la Figura se observan coeficientes de corrección de la velocidad instantánea máxima del viento que dependen de la altura, de las características topográficas y del nivel de exposición al viento (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

**■ Carga Sísmica**

En zonas propensas a terremotos, los ingenieros deben evaluar con precisión las fuerzas sísmicas para garantizar la seguridad de las edificaciones. Las vibraciones horizontales y verticales producidas por un sismo pueden provocar daños estructurales severos, incluso el colapso total de un edificio, poniendo en riesgo vidas humanas. Para mitigar estos riesgos, es fundamental cumplir estrictamente con las normativas de construcción locales, diseñando y construyendo estructuras capaces de resistir las fuerzas sísmicas (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018; Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

**Figura 6.39**

*Mapa Espectral Sísmico de las distintas Regiones del Ecuador.*



**Nota:** En la Figura se observa la zonificación sísmica y factor de zona Z según las seis zonas sísmicas del Ecuador (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

#### ■ Carga de Ceniza Volcánica

Para estimar la acción de la ceniza volcánica sobre cubiertas se emplea un criterio análogo al de la carga de nieve: la sobrecarga se calcula como el producto del peso unitario de la ceniza por su espesor acumulado. Matemáticamente, donde  $\gamma_{ceniza}$  es el peso unitario de la ceniza ( $\text{kN/m}^3$ ) y  $h_{ceniza}$  el espesor de depósito (m). Al igual que en nieve se aplican factores de combinación, exposición y forma de cubierta para obtener la carga de cálculo.

Las densidades reportadas para ceniza seca oscilan alrededor de  $641 \text{ kg/m}^3$  y en condición saturada alcanzan unos  $913 \text{ kg/m}^3$ . Estudios más amplios indican un rango general de  $0,5$  a  $2,0 \text{ g/cm}^3$  ( $5$ – $20 \text{ kN/m}^3$ ) según el origen y grado de compactación de la ceniza. Cuando la ceniza se humedece y adquiere comportamiento de un lodo, se recomienda

usar un peso unitario del orden de  $16\text{--}18\text{ kN/m}^3$  (similar a un lodo volcánico o suelo saturado) para reflejar el peor escenario de carga. En el marco teórico se debe justificar la selección del valor de  $9\ \gamma$  y del espesor  $h$  con base en mapas de amenaza volcánica (IGEPN) y ensayos locales de depósito.

Según la carga, la caída de ceniza es clasificada como caída fuerte (más de  $1000\text{ g/m}^2$ ), moderada ( $100\text{--}1000\text{ g/m}^2$ ), leve ( $10\text{--}100\text{ g/m}^2$ ) y muy leve ( $0\text{--}10\text{ g/m}^2$ ). Se considera una Caída muy leve en el Observador Volcánico Hostería Farallón ubicada en la localidad de Macas como se puede apreciar en la Figura 6.40.

**Figura 6.40**

*Red de Cenizómetros del Volcán Sangay.*



**Nota:** En la Figura se observa la red de Cenizómetros del Volcan Sangay. (Escuela Politécnica Nacional, 2025).

#### ■ Carga de Hielo o Granizo

A diferencia de la carga de nieve, la carga de hielo es una fuerza que actúa sobre las estructuras debido a la acumulación de hielo, ya sea por lluvia congelada, nieve

compactada o formación de escarcha. Este fenómeno afecta principalmente a elementos lineales como cables, torres y estructuras reticuladas. Si no se considera adecuadamente, el peso y la adherencia del hielo pueden generar tensiones excesivas en la estructura, provocando deformaciones, fracturas e incluso el colapso de los elementos afectados (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

En los sitios donde sea necesario considerar la carga de granizo, se adicionará una sobrecarga de 1.0 kN/m<sup>2</sup> en las áreas de los aleros, en un ancho del 10% de la luz libre, medido desde el borde hacia el apoyo y no menor a 1000 mm.

- **Carga de Suelo**

Al diseñar estructuras enterradas tales como pisos de sótano, cimientos, y los muros de contención, es fundamental considerar las cargas laterales provenientes del suelo. Factores como el nivel freático y las cargas superficiales influyen en la magnitud y dirección de estas fuerzas, las cuales pueden afectar significativamente la estabilidad y el comportamiento de los elementos estructurales (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

- **Carga de Inundación**

Las cargas de inundación son fuerzas hidrostáticas variables que se generan por la acción del agua durante eventos inundatorios. Estas cargas actúan tanto por encima como por debajo del nivel del suelo, ejerciendo presiones sobre las estructuras y generando fuerzas dinámicas debido al movimiento del agua (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

- **Carga de Lluvia**

La carga de lluvia es una fuerza vertical que actúa sobre las cubiertas de una estructura cuando el sistema de drenaje no es capaz de evacuar el agua de lluvia de manera eficiente. Es fundamental considerar esta carga en el diseño estructural para evitar daños y garantizar la seguridad de la edificación (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

- **Carga de Temperatura**

La carga térmica es una fuerza interna que se genera en los materiales estructurales debido a la expansión y contracción térmica. Estos cambios provocan variaciones dimensionales que, si están restringidas, inducen tensiones que pueden dañar la estructura. Para

mitigar estos efectos, se emplean juntas de dilatación que permiten el movimiento libre de los elementos y absorben las tensiones térmicas. La selección del tipo y ubicación de las juntas de dilatación depende de factores como el material de construcción, la geometría de la estructura y el rango de temperatura esperado (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

- **Asentamiento Diferencial**

El asentamiento diferencial es un fenómeno que ocurre cuando diferentes partes de una cimentación se hunden a distintas velocidades debido a variaciones en las cargas aplicadas y las características del suelo. Estas diferencias de asiento generan tensiones internas en la estructura que pueden provocar grietas, deformaciones y, en casos extremos, el colapso. Para evitar este problema, es fundamental realizar estudios geotécnicos detallados, diseñar cimentaciones adecuadas y seleccionar materiales de construcción de alta calidad (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

### **6.1.6. Tipos de Estructuras Metálicas**

Las estructuras de acero, compuestas principalmente por columnas y vigas, proporcionan la resistencia necesaria para soportar los elementos arquitectónicos de un edificio. Materiales como los aceros A572 y A992 son ampliamente utilizados debido a su alta resistencia y ductilidad. En regiones sísmicas, la selección del acero es crucial, ya que debe garantizar la capacidad de deformarse plásticamente sin fracturarse, absorber la energía de los sismos y mantener la estabilidad de la estructura. Ejemplos de aplicaciones comunes incluyen edificios de gran altura, puentes, platadormas industriales, naves industriales, piperacks y estructuras offshore (Gustin, 1980).

**Figura 6.41**

*Aplicaciones de los distintos Aceros.*

Tipo de Acero	Aplicaciones
ASTMA36	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Placas de conexión</li> <li>• Anclajes de barras redondas lisas y perfiles</li> <li>• Cuerdas superiores e inferiores de armaduras</li> <li>• Largueros tipo Joist</li> <li>• Contravientos de cubiertas</li> </ul>
ASTMA529 G50	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Placas hasta 1" de espesor</li> <li>• Canales</li> <li>• Cuerdas de Armaduras</li> <li>• Montante y Diagonales</li> <li>• Contravientos ligeros</li> </ul>
ASTMA572 G50	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Placa hasta de 4"</li> <li>• Vigas principales tipo IR</li> <li>• Vigas secundarias tipo IR</li> <li>• Columnas de perfiles tipo IR</li> <li>• Mezzanines</li> </ul>
ASTMA588	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Acero Patinable</li> <li>• Plataformas marinas</li> </ul>
ASTMA709	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Puentes</li> <li>• Torres de telecomunicación</li> </ul>
ASTMA992-50	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vigas</li> <li>• Columnas</li> <li>• Mezzanines</li> <li>• Postes de viento</li> <li>• Espectaculares</li> <li>• Travesaños</li> </ul>

**Nota:** En la Figura se observan distintos usos del acero y sus aleaciones dentro del ámbito de la construcción (Gustin, 1980).

Existen varios nombres de estructuras metálicas, diferenciados de acuerdo a la manera en que resisten los esfuerzos. A continuación se detallarán los 5 tipos o nombres de estructuras metálicas (VH, 2021).

■ **Estructuras Entramadas**

Las estructuras entramadas se caracterizan por su alta rigidez, lograda mediante la interconexión de múltiples elementos metálicos como pilares, columnas y vigas. La unión rígida de estos elementos, típicamente mediante soldadura o pernos de alta resistencia, forma un entramado que distribuye las cargas de manera uniforme a lo largo de toda la estructura. Esta característica las hace ideales para la construcción de edificios de

varios pisos, puentes y otras obras de gran envergadura.

**Figura 6.42**

*Estructuras Metálicas Entramadas.*



**Nota:** En la Figura se observa un ejemplo de estructura entramada para una construcción (Hernández, 2018).

■ **Estructuras Trianguladas**

Las estructuras trianguladas se caracterizan por su configuración geométrica basada en triángulos, lo que les otorga una gran estabilidad y capacidad de resistir fuerzas en múltiples direcciones. La repetición de este módulo triangular a lo largo de la estructura crea una retícula resistente y ligera. Este tipo de sistemas constructivos se emplea comúnmente en puentes, cubiertas de grandes luces, torres y otras aplicaciones donde se requiere una alta relación resistencia-peso.

**Figura 6.43**

*Estructura Metálica Triangulada.*



**Nota:** En la Figura se observa una estructura metálica triangulada para una grúa industrial (Hernández, 2018).

- **Estructuras Metálicas Abovedadas**

Las estructuras metálicas abovedadas emplean elementos curvos como arcos, bóvedas y cúpulas para cubrir grandes luces y soportar cargas elevadas. Estos elementos distribuyen las fuerzas de manera eficiente, generando un equilibrio estructural y permitiendo la construcción de espacios amplios y sin columnas intermedias. Son comúnmente utilizadas en edificios religiosos, naves industriales y estructuras arquitectónicas de gran envergadura.

**Figura 6.44**

*Estructura Metálica Abovedada.*



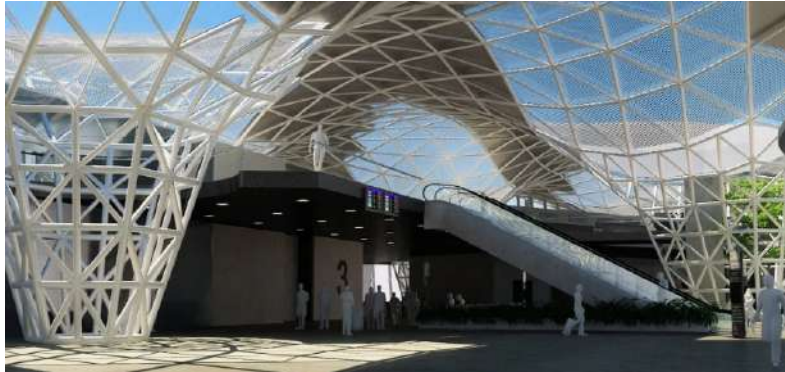
**Nota:** En la Figura se observa una estructura metálica abovedada para una construcción comercial (Hernández, 2018).

- **Estructuras Laminares**

Las estructuras laminares son sistemas constructivos compuestos por elementos planos o curvos de espesor reducido, diseñados para resistir cargas mediante la combinación de forma y material. Su geometría tridimensional les confiere una alta rigidez y capacidad portante, siendo ideales para aplicaciones que requieren una relación resistencia-peso elevada. Se utilizan comúnmente en la fabricación de carrocerías de vehículos, fuselajes de aeronaves, cubiertas y techos

**Figura 6.45**

*Estructura Metálica Laminar.*



**Nota:** En la Figura se observa una estructura metálica laminar para una construcción comercial (Hernández, 2018).

**■ Estructuras Colgantes**

Las estructuras colgantes son sistemas constructivos que emplean cables o tirantes para soportar cargas. Estos elementos trabajan a tracción, distribuyendo las cargas de manera eficiente y permitiendo cubrir grandes luces. La geometría de los cables, en combinación con los puntos de anclaje, garantiza la estabilidad y equilibrio de la estructura. Son ampliamente utilizadas en la construcción de puentes, techos de estadios, torres de observación y otras estructuras que requieren una combinación de estética y funcionalidad.

**Figura 6.46**

*Estructura Metálica Colgante.*



**Nota:** En la Figura se observa una estructura metálica colgante para un puente (Hernández, 2018).

### **6.1.7. Las Naves Industriales**

Las naves industriales son edificaciones de gran envergadura y versátiles que ofrecen soluciones a medida para una amplia gama de actividades productivas. Su diseño modular permite adaptar la estructura a las necesidades cambiantes del cliente. Los sistemas constructivos más comunes incluyen el hormigón prefabricado, que ofrece una gran durabilidad y resistencia al fuego, y las estructuras metálicas, que destacan por su rapidez de montaje y versatilidad. Las naves industriales se utilizan en sectores como la manufactura, la logística, el comercio y la distribución, y pueden incluir oficinas, talleres, almacenes y zonas de carga y descarga (Vizuite, 2013).

**Figura 6.47**

*Nave Industrial de Hormigón.*



**Nota:** En la Figura se observa nave industrial de hormigón (Vizueté, 2013).

**Figura 6.48**

*Nave Industrial Metálica.*



**Nota:** En la Figura se observa una nave industrial metálica (Vizueté, 2013).

Existen varios tipos de naves industriales que pueden clasificarse teniendo en cuenta su estructura, su flamabilidad (facilidad de propagación de incendios) y su actividad o uso

principal.

### **Según su Estructura**

La clasificación se establece en función de los distintos materiales que conforman la estructura de la nave.

#### ■ **Naves de Hormigón:**

Las naves construidas en hormigón son las más habituales debido a su estructura resistente y duradera. Su interior se puede dividir en múltiples espacios para diferentes usos, y ofrecen una excelente protección contra incendios y otros riesgos.

#### ■ **Naves de Estructura Metálica:**

Las naves con estructura metálica ofrecen una mayor flexibilidad en comparación con las de hormigón, permitiendo realizar cambios en su diseño con mayor facilidad. Sin embargo, son más susceptibles a incendios y, por lo tanto, más adecuadas para actividades que no impliquen un alto riesgo.

#### ■ **Naves Mixtas:**

Las naves industriales mixtas aprovechan las ventajas de ambos materiales, hormigón y metal, para crear estructuras flexibles y adaptables. La proporción de cada material se ajusta a las características específicas de cada proyecto.

### **Según su Flamabilidad**

Además de los materiales de construcción, la facilidad con la que se propaga un incendio en una nave es otro factor importante para su clasificación. El Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales (RSCIEI) clasifica las naves en cinco tipos, del más al menos inflamable.

#### ■ **Tipo A:**

Debido a su ubicación compartida en edificios multifuncionales, las naves tipo A son las más vulnerables a la propagación de incendios.

#### ■ **Tipo B:**

Las naves industriales tipo B se encuentran en edificios independientes, pero pueden estar adosadas o muy cerca de otros establecimientos. Si bien el riesgo de incendio es menor que en las tipo A, la proximidad a otros edificios puede facilitar la propagación del fuego.

- **Tipo C:**

Las naves industriales tipo C se encuentran en edificios independientes y a una distancia superior a los tres metros de cualquier otra construcción. Esta separación dificulta significativamente la propagación de un incendio, siempre y cuando el espacio intermedio se mantenga despejado de materiales combustibles.

- **Tipo D:**

Las naves tipo D son construcciones diseñadas para operar al aire libre, aunque pueden contar con una cubierta protectora. Lo distintivo de estas naves es que al menos una de sus paredes laterales permanece abierta..

- **Tipo E:**

Las naves industriales tipo E se ubican en espacios abiertos y solo pueden estar cubiertas hasta la mitad. Además, al igual que las tipo D, deben tener al menos una pared lateral abierta, lo que las convierte en las naves con el menor riesgo de que un incendio se propague

### **Según su Actividad**

Por otra parte, las naves industriales se pueden categorizar de acuerdo a su función.

- **Naves de Almacenamiento y Distribución:**

Las naves de almacenamiento y distribución son fundamentales para la logística moderna. Al estar enfocadas en el movimiento de productos, suelen situarse en ubicaciones estratégicas con buena conexión a las redes de transporte. La mayoría de su espacio está dedicado a almacenar productos antes de su envío.

- **Naves de Fabricación:**

Las naves industriales destinadas a la fabricación se caracterizan por una alta variabilidad en su diseño, dimensionamiento y equipamiento, en función del tipo de producto a elaborar y de las tecnologías empleadas. Las naves para industria pesada suelen requerir grandes volúmenes, alturas libres considerables y muelles de carga dimensionados para el manejo de cargas pesadas, mientras que las naves para montaje ligero pueden ser de menor escala y con una estructura más sencilla.

### ■ Naves Flexibles:

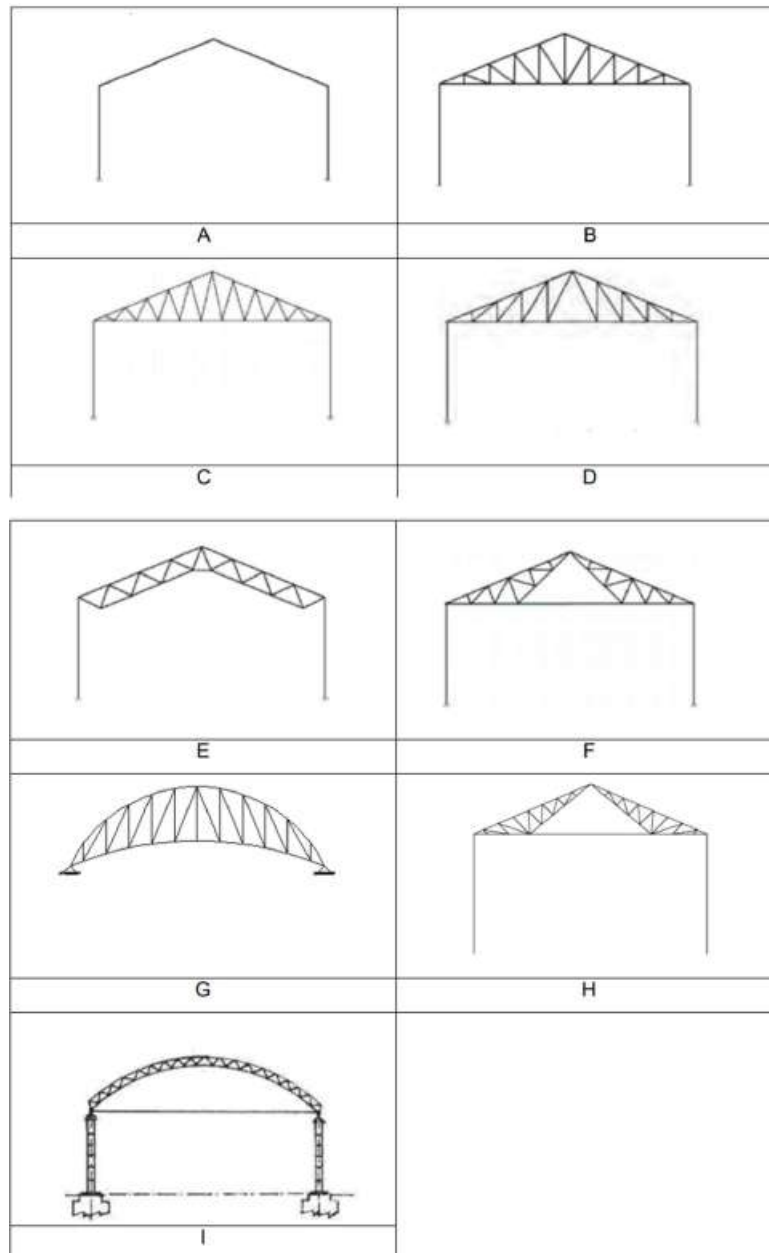
Las naves industriales flexibles se caracterizan por su diseño modular y adaptable, lo que permite modificar su configuración interior para adaptarse a diferentes necesidades funcionales. Estas naves suelen destinar una proporción significativa de su superficie a oficinas y áreas de servicios, lo que las hace ideales para albergar actividades que requieran una alta flexibilidad y adaptabilidad. Los centros de datos, con sus elevados requerimientos en términos de espacio, sistemas de alimentación eléctrica, refrigeración y seguridad, constituyen un ejemplo paradigmático de este tipo de naves.

### Tipos de Cubiertas

La elección del sistema estructural para cubrir una nave industrial depende en gran medida de la distribución de cargas, las dimensiones de la nave y los requerimientos específicos del proyecto. Los dos sistemas más comunes son los pórticos rígidos y las cerchas (celosía con canto variable).

- **Pórticos rígidos:** Se caracterizan por una estructura continua que transmite los esfuerzos a los apoyos de manera uniforme. Son ideales para naves de mediano y gran tamaño, donde la continuidad estructural aporta rigidez y permite luces considerables. Sin embargo, pueden generar mayores momentos flectores en los pilares y cimentaciones.
- **Cerchas:** Compuestas por una serie de elementos triangulados, las cerchas permiten cubrir grandes luces con elementos relativamente ligeros. Al ser articuladas en los apoyos, no transmiten momentos flectores a los pilares, lo que simplifica el diseño de la cimentación. Sin embargo, su geometría compleja puede reducir el espacio útil bajo cubierta y encarecer tanto el cálculo como la ejecución.

La elección entre pórticos rígidos y cerchas es un compromiso entre economía, rapidez de construcción y eficiencia estructural. En general, se recomienda el uso de cerchas para cubrir grandes luces o cuando las cargas son elevadas y los pórticos rígidos resultarían excesivamente dimensionados. Los pórticos rígidos, por su parte, son más adecuados para naves de menor tamaño o cuando se requiere una mayor flexibilidad en la distribución de cargas.

**Figura 6.49***Tipos de Cubiertas.*

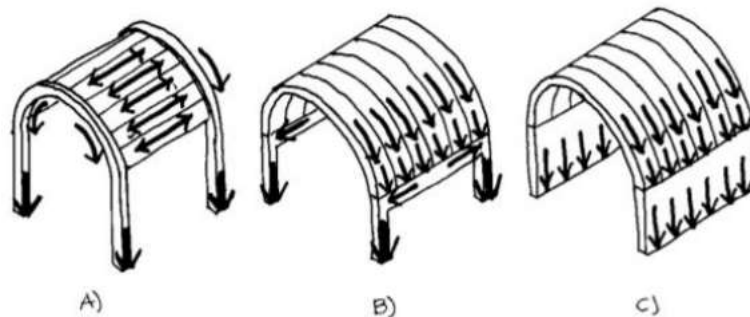
**Nota:** A. Pórtico Rígido, B. Cercha Americana, C. Cercha Belga, D. Cercha Inglesa, E. Viga en Celosía, F. Polonceu Recta, G. Cercha para cubierta tipo Arco, H. Polonceu Recta Invertida, I. Pórtico mixto con forma de arco (Sumba, 2021).

El empleo de apoyos en los pilares y articulaciones en las estructuras permite optimizar el comportamiento de las barras, haciéndolas trabajar a cargas axiales, minimizando los esfuerzos flectores. Esta configuración simplifica el análisis estructural y favorece una distribución más eficiente de las cargas.

Las estructuras de lámina cilíndrica, comúnmente asociadas con naves industriales en forma de arco, se comportan como una sucesión de arcos adyacentes. La rigidez de estas estructuras se incrementa notablemente al incorporar elementos longitudinales en los bordes inferiores de las láminas, transformándolas en vigas. Esta configuración permite una distribución más eficiente de las cargas y una mayor capacidad portante (Sumba, 2021).

### Figura 6.50

*Transmisión de cargas a través de estructuras curvas.*



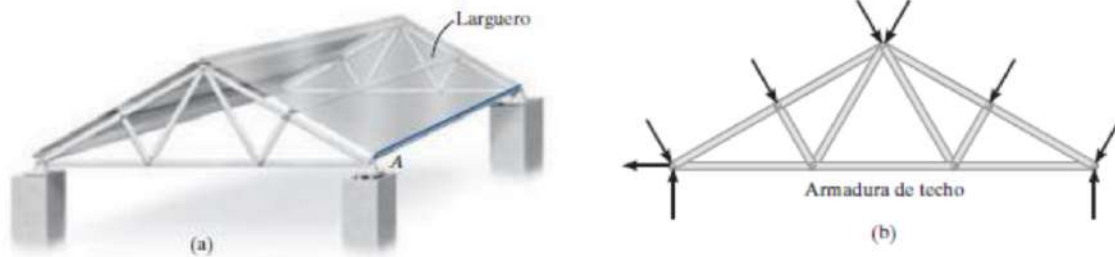
**Nota:** En la Figura se observa 3 tipos de cubiertas curvas para naves industriales, siendo el modelo B la usualmente diseñada. (Sumba, 2021).

### Tipos de Armaduras

Las armaduras son estructuras reticulares compuestas por elementos esbeltos (barras) unidos en sus extremos mediante nudos. Estas barras, generalmente de acero o madera, trabajan principalmente a tracción o compresión. Las armaduras planas, confinadas a un único plano, se utilizan comúnmente en cubiertas de edificios y puentes. En la Figura 52.b, se observa cómo las cargas del techo son transmitidas a los nudos de la armadura a través de largueros, según se ilustra en la figura 51.a. El análisis estructural de estas armaduras, debido a su configuración plana, puede realizarse en dos dimensiones (Sumba, 2021).

**Figura 6.51**

*Armaduras para Cubiertas.*

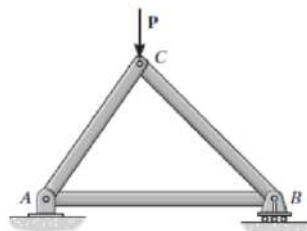


**Nota:** En la Figura se observa una armadura con carga del techo transmitida a través de largueros. (Sumba, 2021).

- **Armadura Simple:** Una armadura simple es la estructura reticular más elemental, compuesta por un mínimo de tres elementos unidos mediante nudos articulados para formar un triángulo. Esta configuración geométrica básica garantiza la rigidez de la estructura y la capacidad de resistir cargas externas.

**Figura 6.52**

*Armadura Simple Triangular.*

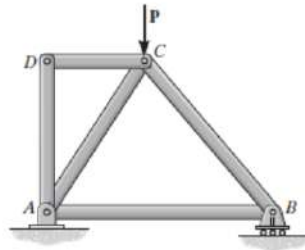


**Nota:** En la Figura se observa una armadura simple triangular. (Sumba, 2021).

- **Armadura Compuesta:** Las armaduras compuestas se construyen mediante la unión de elementos estructurales individuales, denominados barras, conectados entre sí en puntos específicos llamados nudos. Esta configuración modular permite crear estructuras de cualquier tamaño y forma, simplemente repitiendo y ampliando un módulo básico. Al agregar nuevos elementos a una armadura existente, se incrementa su capacidad de carga y su envergadura.

### Figura 6.53

*Armadura Compuesta.*



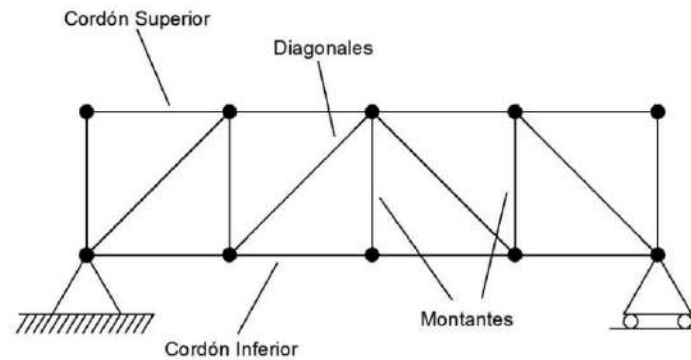
**Nota:** En la Figura se observa una armadura compuesta de 5 barras. (Sumba, 2021).

En la construcción de naves industriales, las armaduras compuestas, comúnmente denominadas celosías, son la solución ideal para cubrir grandes luces de manera eficiente y económica. Al emplear elementos esbeltos unidos en nudos, las celosías permiten optimizar el uso de material y reducir los costos en comparación con las estructuras de perfiles de alma llena:

- Las barras horizontales se llaman Cordones (Superior e Inferior).
- Los elementos inclinados se llaman Diagonales.
- Las barras verticales son los Montantes.

**Figura 6.54**

*Elementos de una Celosía Plana.*



**Nota:** En la Figura se observa celosía con sus distintos elementos. (Sumba, 2021).

Las celosías con cordones en paralelos son considerados de cantos constantes, si las celosías son de canto variable se denominan cerchas y se emplean para dar pendientes en las cubiertas de las naves industriales (Sumba, 2021).

## 6.2. Análisis estructural

El análisis estructural es el proceso de determinar las respuestas de una estructura a cargas externas, como fuerzas, momentos y temperaturas. Implica la idealización de la estructura en un modelo matemático, la aplicación de las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad, y la resolución del sistema de ecuaciones resultante. Los métodos de análisis estructural se pueden clasificar en dos grandes grupos: métodos clásicos (método de los nodos, método de las fuerzas), basados en soluciones analíticas de problemas simplificados, y métodos numéricos, que permiten analizar estructuras de geometría compleja y condiciones de carga arbitrarias. El método de los elementos finitos es el método numérico más utilizado en la actualidad (Steph, 2024).

El diseño estructural es un proceso iterativo que involucra la selección de un sistema estructural óptimo, el análisis de las cargas aplicadas, el cálculo de las sollicitaciones internas, el dimensionamiento de los elementos estructurales, la verificación de los estados límites y la optimización económica. Para ello, se deben considerar los siguientes factores (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008):

- **Tipología Estructural** Selección de la estructura más adecuada (isostática, hiperestática, laminar, reticular, etc.) en función de las cargas, materiales disponibles y requisitos funcionales.
- **Análisis de Cargas** Identificación y cuantificación de todas las cargas que actuarán sobre la estructura (muertas, vivas, viento, sismo, etc.).
- **Cálculo de Solicitaciones** Determinación de los esfuerzos internos (momentos flectores, fuerzas cortantes, axiles) y deformaciones producidas por las cargas.
- **Dimensionamiento de Elementos** Selección de las secciones y materiales que garanticen la resistencia y estabilidad de cada elemento estructural.
- **Verificación de estados límites** Evaluación del cumplimiento de los criterios de resistencia, servicio y durabilidad.
- **Optimización económica** Búsqueda de la solución más económica que cumpla con todos los requisitos.
- **Análisis Constructivo** Estudio de la viabilidad constructiva y de los procesos de fabricación e instalación.

La elección del tipo de estructura dependerá de diversos factores, como:

- **Sistema Estructural** Isostático, hiperestático, laminar, reticular.
- **Material** Hormigón armado, acero, madera, compuestos.
- **Sistema Constructivo** In situ, prefabricado.
- **Forma** Regular, irregular, tridimensional.

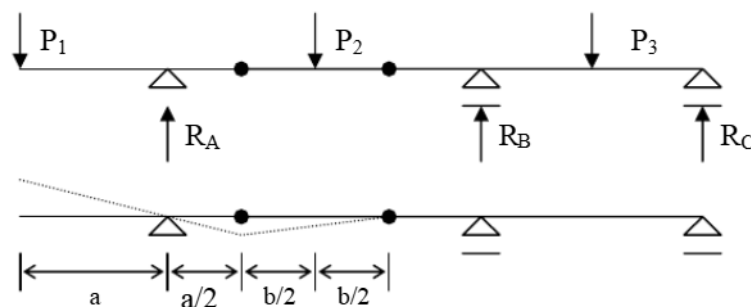
### 6.2.1. Método de las Fuerzas:

El método de las fuerzas, también denominado de la Flexibilidad, por los coeficientes que aparecen en el proceso de cálculo, es un método de análisis estructural que se basa en la compatibilidad de deformaciones. Se utiliza para resolver estructuras hiperestáticas, es decir, aquellas con un exceso de incógnitas estáticas. Consiste en introducir fuerzas redundantes en la estructura para convertirla en isostática, resolver el sistema isostático y luego aplicar las condiciones de compatibilidad de deformaciones para determinar el valor de las fuerzas redundantes (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008).

- **Estructuras Inestables:** Una estructura es inestable cuando el número de incógnitas estáticas es menor que el número de ecuaciones de equilibrio. Estas estructuras no pueden resistir cualquier sistema de cargas y colapsarán bajo ciertas condiciones de carga. Un ejemplo típico es una viga simplemente apoyada en un extremo (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008).

**Figura 6.55**

*Estructuras Inestables.*



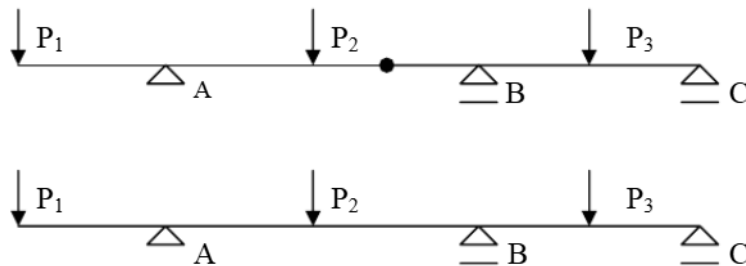
**Nota:** En la Figura se observa un caso de de una estructura de vigas con cargas aplicadas, apoyos y articulaciones (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008).

La estructura presenta un grado de libertad, lo que la convierte en un mecanismo. El equilibrio de este sistema solo se alcanzará para una relación específica entre las cargas  $P_1$  y  $P_2$ , determinada por las dimensiones geométricas de la estructura. En este caso particular, el equilibrio se verifica cuando  $P_1 = P_2/4$ . La carga  $P_3$ , al estar aplicada en un punto de rotación, no afecta el equilibrio del sistema.

- **Estructuras Estables:** Una estructura es estable cuando el número de incógnitas estáticas es igual o mayor que el número de ecuaciones de equilibrio. Las estructuras estables pueden ser (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008):
  - Isostáticas: El número de incógnitas estáticas es exactamente igual al número de ecuaciones de equilibrio. Se pueden resolver mediante las ecuaciones de equilibrio estático.
  - Hiperestáticas: El número de incógnitas estáticas es mayor que el número de ecuaciones de equilibrio. Requieren de métodos especiales de análisis, como el método de las fuerzas, para su resolución."

**Figura 6.56**

*Estructuras Estables.*



**Nota:** En la Figura se observan dos casos similares al de la Figura 6.36 con la diferencia que en el caso superior se ha eliminado una articulación para convertirlo en isostático. En el caso inferior se ha eliminado la última articulación convirtiendo a la estructura en un hiperestático de Primer Orden o Grado (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008).

En el primer caso, la eliminación de una articulación transforma la estructura en un sistema isostático, es decir, estáticamente determinado, lo que permite calcular las reacciones empleando únicamente las ecuaciones de equilibrio, que nos proveerán las ecuaciones necesarias para el cálculo de las 3 reacciones. Esto significa que el número de incógnitas (reacciones) es igual al número de ecuaciones de equilibrio disponibles, lo que permite obtener una solución única.

En el segundo caso, al eliminar la articulación restante, se introduce una redundancia estática, convirtiendo la estructura en hiperestática de primer grado. La presencia de este vínculo redundante genera un sistema de ecuaciones indeterminado, que requiere, además de las ecuaciones de equilibrio, el cumplimiento de las condiciones de compatibilidad de deformaciones para obtener una solución única.

UNED explica que las estructuras hiperestáticas presentan un grado de indeterminación estática, lo que significa que las reacciones en los apoyos no pueden determinarse únicamente a partir de las ecuaciones de equilibrio. Para resolver este tipo de estructuras, es necesario considerar las deformaciones que experimentan los elementos estructurales. Las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones relacionan los desplazamientos y rotaciones en puntos específicos de la estructura, y dependen de las rigideces de los elementos. Estas rigideces, a su vez, están determinadas por las secciones transversales elegidas y los materiales utilizados. El

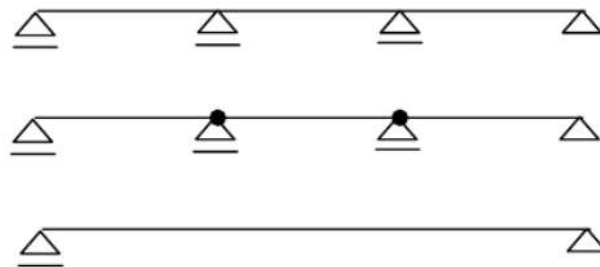
grado de hiperestaticidad indica el número de vínculos redundantes que pueden eliminarse sin comprometer la estabilidad de la estructura. Este valor es único para cada estructura y determina la complejidad del análisis. La elección de los vínculos a eliminar para convertir una estructura hiperestática en isostática puede influir en la eficiencia del cálculo, pero no altera el resultado final.

A continuación se mencionarán tres casos típicos (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008):

- **Vigas:** La introducción o eliminación de apoyos en una viga continua modifica significativamente su comportamiento estructural.
  - En el primer caso, al introducir dos articulaciones adicionales, la viga continua se transforma en tres vigas simplemente apoyadas, cada una con sus propias reacciones y diagramas de esfuerzos.
  - En el segundo caso, la eliminación de dos apoyos intermedios reduce la estructura a una única viga simplemente apoyada con una luz mayor. Las reacciones y los esfuerzos internos de esta viga se calcularán las nuevas condiciones de apoyo.

### Figura 6.57

*Caso de Vigas Hiperestáticas.*



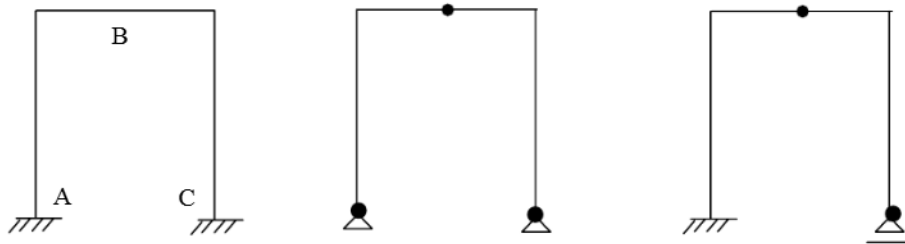
**Nota:** En la Figura se observan dos casos de vigas hiperestáticas de grado 2. (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008).

- **Pórticos:** Un pórtico empotrado-empotrado es estáticamente indeterminado debido a la presencia de momentos flectores en los empotramientos. Para simplificar su análisis, se puede reducir su grado de hiperestaticidad a cero, convirtiéndolo en isostático mediante la introducción de articulaciones. Esto se puede lograr de dos formas:

- Eliminando todos los momentos flectores: Introduciendo articulaciones en A, B y C, se eliminan todos los momentos flectores, convirtiendo la estructura en un conjunto de elementos isostáticos.
- Combinando articulaciones y un apoyo móvil: Introduciendo una articulación en B y C, se eliminan los momentos flectores en estos puntos. Además, al convertir el apoyo en C en uno móvil, se elimina la reacción horizontal, reduciendo el grado de hiperestaticidad a cero.

### Figura 6.58

*Caso de Pórticos Hiperestáticos.*

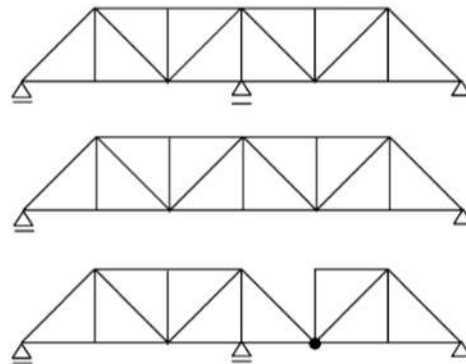


**Nota:** En la Figura se observan dos casos de pórticos hiperestáticos de grado 3. (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008).

- **Reticulados:** Estos sistemas presentan un grado de hiperestaticidad igual a uno. Para convertirlos en isostáticos, es suficiente eliminar un vínculo, ya sea externo (un apoyo) o interno (una barra). Aunque existen múltiples combinaciones de vínculos que pueden eliminarse, el grado de hiperestaticidad y los resultados finales del análisis serán los mismos. El sistema isostático obtenido tras eliminar un vínculo se denomina 'isostático fundamental', y su elección depende del criterio del ingeniero, ya que puede influir en la complejidad de los cálculos.

## Figura 6.59

*Caso de Reticulados Hiperestáticos.*



**Nota:** En la Figura se observan dos casos de reticulados hiperestáticos (Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), 2008).

### 6.2.2. Método de las Deformaciones:

El método de las deformaciones, introducido en 1915, es un método de análisis estructural que se basa en la determinación directa de los desplazamientos nodales. Este enfoque lo clasifica como un método de desplazamiento, en contraposición a los métodos de fuerzas.

Inicialmente, fue uno de los métodos más utilizados en el análisis estructural, pero su popularidad disminuyó con la aparición del método de distribución de momentos. Sin embargo, sus principios fundamentales siguen siendo relevantes en el análisis estructural moderno (Detke, 2021).

Los fundamentos del método son los siguientes:

- **Ecuaciones de equilibrio:** Se establecen las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en la dirección de los desplazamientos considerados.
- **Relaciones esfuerzo-deformación:** Mediante las relaciones constitutivas del material, se expresan las fuerzas internas en función de los desplazamientos nodales, obteniendo las ecuaciones pendiente-deflexión.
- **Sistema de ecuaciones:** Al sustituir las ecuaciones pendiente-deflexión en las ecuaciones de equilibrio, se obtiene un sistema de ecuaciones lineales, donde las incógnitas son los desplazamientos nodales.

- **Solución:** Resolviendo este sistema se obtienen los desplazamientos nodales, y a partir de ellos, los momentos flectores en los extremos de los elementos estructurales.

A continuación se menciona su importancia y aplicaciones:

- **Método de base:** Las ecuaciones fundamentales del método de las deformaciones sirven como base para el desarrollo de otros métodos más avanzados, como el método de distribución de momentos y los métodos matriciales.
- **Análisis de estructuras simples:** Para estructuras sencillas como vigas y marcos rígidos, el método puede ofrecer una solución rápida y eficiente.

Y por último se especifican sus limitaciones:

- **Complejidad computacional:** Para estructuras grandes y complejas, la resolución del sistema de ecuaciones puede resultar computacionalmente costosa.
- **Obsoleta en su forma convencional:** Debido al desarrollo de métodos más eficientes y automatizados, el método de las deformaciones en su forma original ha sido reemplazado por otros métodos numéricos.

### 6.2.3. Método de los Elementos Finitos (MEF):

es una técnica numérica versátil y poderosa para el análisis aproximado de problemas de ingeniería. Consiste en dividir el dominio del problema en un conjunto de elementos finitos interconectados en nodos. Se formulan ecuaciones de equilibrio a nivel de elemento, las cuales se ensamblan en un sistema de ecuaciones global. La resolución de este sistema permite obtener una solución aproximada de las variables de estado en cada punto del dominio. El MEF se ha convertido en una herramienta indispensable en la ingeniería moderna, debido a su capacidad para modelar geometrías complejas, materiales no homogéneos y condiciones de carga arbitrarias. Los software de análisis por elementos finitos, como ANSYS, ABAQUS y NASTRAN, facilitan la implementación del MEF y proporcionan una amplia gama de funcionalidades para el análisis estructural, térmico, fluido y otros.

### 6.2.4. Método Matricial o de la Matriz de Rigidez:

El Método Matricial de la Rigidez es una técnica numérica fundamental en el análisis estructural. Consiste en representar una estructura como un ensamblaje de elementos finitos

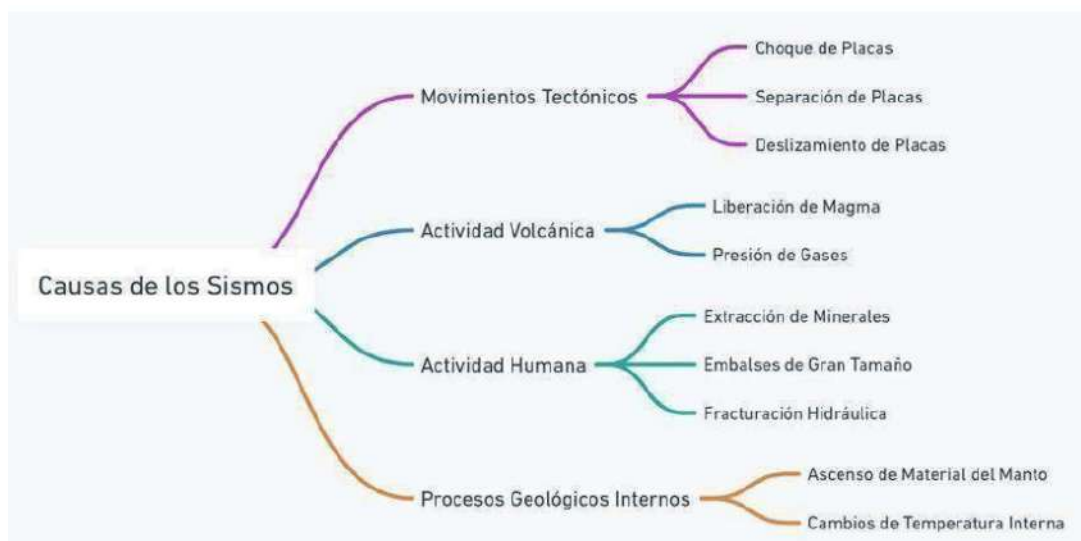
interconectados en nodos. Cada elemento se caracteriza por una matriz de rigidez que relaciona los desplazamientos nodales con las fuerzas nodales equivalentes. El ensamblaje de las matrices de rigidez elementales conduce a un sistema de ecuaciones lineales global que se resuelve para obtener los desplazamientos nodales de la estructura. Una vez conocidos los desplazamientos, se pueden calcular las fuerzas internas en cada elemento. Este método permite analizar estructuras complejas con geometrías arbitrarias y condiciones de carga variadas, y es ampliamente utilizado en el diseño y análisis de estructuras de ingeniería.

### 6.3. Diseño Sísmico de Estructuras Metálicas

En los países donde el riesgo sísmico es alto, como en los países del cinturón del Pacífico, del sur de Europa y de Asia, el diseño apropiado para resistir las cargas inducidas por terremoto es de vital importancia en cualquier edificación o estructura. En la Figura 6.59 se observa las causas principales de los sismos.

**Figura 6.60**

*Causas de los Sismos.*



**Nota:** En la Figura se observan las cuatro causas principales de los sismos (Vera, 2024).

Se suele estar de acuerdo en los siguientes criterios de diseño que permiten definir conceptualmente la acción sísmica (Awad, 2012).

- Dentro del rango lineal elástico, las estructuras deben resistir, sin daño, todos aquellos sismos de intensidad reducida que puedan ocurrir a lo largo de su vida útil.
- Las estructuras deben resistir, sin daños significativos, aunque admitiendo que se podría comportar de manera no lineal, todos aquellos sismos de intensidad moderada que ocurran durante su vida útil. Se permiten daños menores como algún fisuramiento a flexión en el hormigón y pequeñas incursiones de fluencia del acero de vigas y losas, o fallas en los elementos no estructurales cuya reparación económica sea rápida y factible.
- Las estructuras deben resistir, en el rango no lineal, un sismo severo que ocurra una sola vez durante su vida útil. Se admiten daños significativos en los elementos estructurales, aunque no el colapso de la estructura. El nivel permitido de daños depende de la importancia de la edificación: si una edificación es vital para la supervivencia de la comunidad, como lo son los hospitales, centros de salud, plantas de energía, agua, teléfonos, etc., el nivel permitido de daños debe ser mínimo, para así garantizar su funcionamiento después de la ocurrencia de sismos destructivos.

### 6.3.1. Sismología básica

La energía liberada durante un sismo se propaga en forma de ondas sísmicas, que pueden causar vibraciones en el suelo que van desde apenas perceptibles hasta lo suficientemente intensas como para provocar la destrucción de ciudades enteras.

Estas ondas se clasifican en:

#### **Ondas Sísmicas de Cuerpo**

Estas ondas son las que viajan a través del interior de la Tierra y se subclasifican en:

- Ondas Primarias (P): Son también conocidas como ondas de compresión y son las más rápidas y pueden atravesar sólidos, líquidos y gases. Estas ondas comprimen y expanden el material a través del cual se propagan, moviéndose en la misma dirección que la onda.
- Ondas Secundarias (S): Son más lentas que las ondas primarias y son capaces de moverse solamente a través de materiales sólidos. Estas ondas mueven el material perpendicularmente a la dirección de la propagación causando oscilaciones en el suelo.

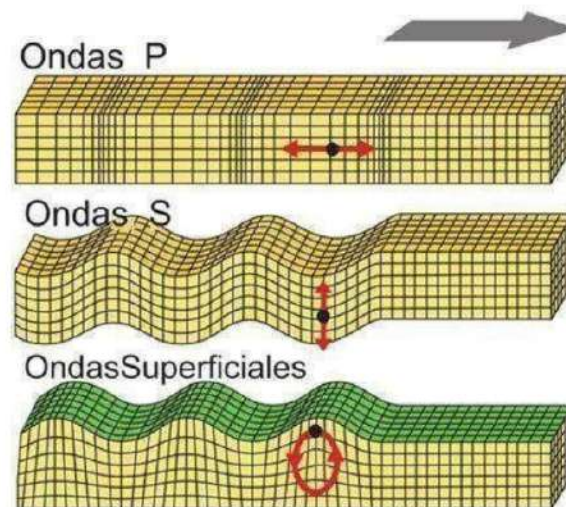
### 6.3.2. Ondas Sísmicas de Superficie

Estas ondas son las que viajan a lo largo de la superficie de la Tierra y son los principales autores de los daños ocasionados durante los terremotos.

- Ondas Sísmicas Love: Se mueven horizontalmente, causando desplazamiento del suelo perpendicular a la dirección de propagación. No se propagan a través de fluidos y su velocidad es menor que la de las ondas secundarias, pero mayor que la de las ondas Rayleigh.
- Ondas Sísmicas Rayleigh: Son las provocantes del movimiento elíptico del suelo, similar a las olas del mar, moviéndose tanto vertical como horizontalmente en la dirección de la propagación. Son las más lentas y a menudo llegan las últimas, pero así mismo son las que causan daños significativos y catastróficos.

**Figura 6.61**

*Ondas Sísmicas.*



**Nota:** En la Figura se observan las Ondas de Cuerpo y las de Superficie (Vera, 2024).

Por otro lado, se debe estimar la respuesta sísmica de una estructura. Para lograr esto, el ingeniero estructural se ayuda de un modelo matemático en el cual las propiedades mecánicas y dinámicas sean las mismas que posee la estructura (Awad, 2012).

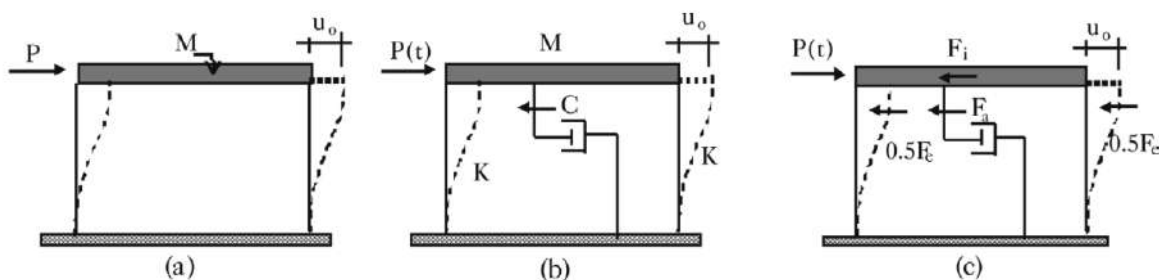
Uno de los modelos más sencillos y más utilizados para estimar esta respuesta sísmica de una estructura es el sistema de un grado de libertad (GDL). Este modelo se caracteriza por ser un sistema dinámico en el que se concentra la masa participante a una altura equivalente. El sistema de un grado de libertad está representado como una estructura de un solo piso, en el cual las columnas no tiene masa, pues esta se encuentra localizada en la parte superior del modelo, el cual se considera rígido.

Si a esta estructura se le aplica una fuerza lateral  $P$ , que produce un desplazamiento lateral  $u_0$  y luego se retira en forma repentina, esta estructura oscilaría de un lado para otro, con la misma amplitud, en un movimiento que se conoce de vibración libre no amortiguada. Esto no es real, ya que, intuitivamente, se espera que la amplitud de las oscilaciones disminuya poco a poco hasta detenerse por completo. Con el objeto de introducir este fenómeno al sistema de un grado de libertad se le agrega un elemento que disipa energía. Normalmente, el tipo de elemento que se considera es un amortiguador de tipo viscoso.

Así, entonces, los elementos que forman el sistema de un grado de libertad son los siguientes: una masa  $M$ , una estructura de un piso con rigidez lateral  $K$  y un amortiguador de tipo viscoso con un coeficiente de amortiguamiento  $C$  como se observa en la Figura 6.62.b.

### Figura 6.62

*Sistema de un Grado de Libertad con Amortiguamiento.*



**Nota:** En la Figura se observa un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento (Awad, 2012).

Se dice que el sistema de un grado de libertad es lineal cuando la rigidez permanece constante, o sea que el desplazamiento lateral siempre es proporcional a la fuerza lateral. Cuando se aplica la fuerza  $P$  se produce un movimiento de la masa, esto genera la aparición de las siguientes fuerzas: la fuerza externa  $P(t)$ , la fuerza elástica resistente  $F_e$ , que es la fuerza

que las columnas ejercen sobre la masa cuando ésta se mueve; la fuerza de amortiguamiento  $F_a$ , que es la fuerza que el amortiguador ejerce sobre la masa, y la fuerza de inercia,  $F_i$ . En todo instante debe existir equilibrio dinámico entre estas fuerzas (Awad, 2012).

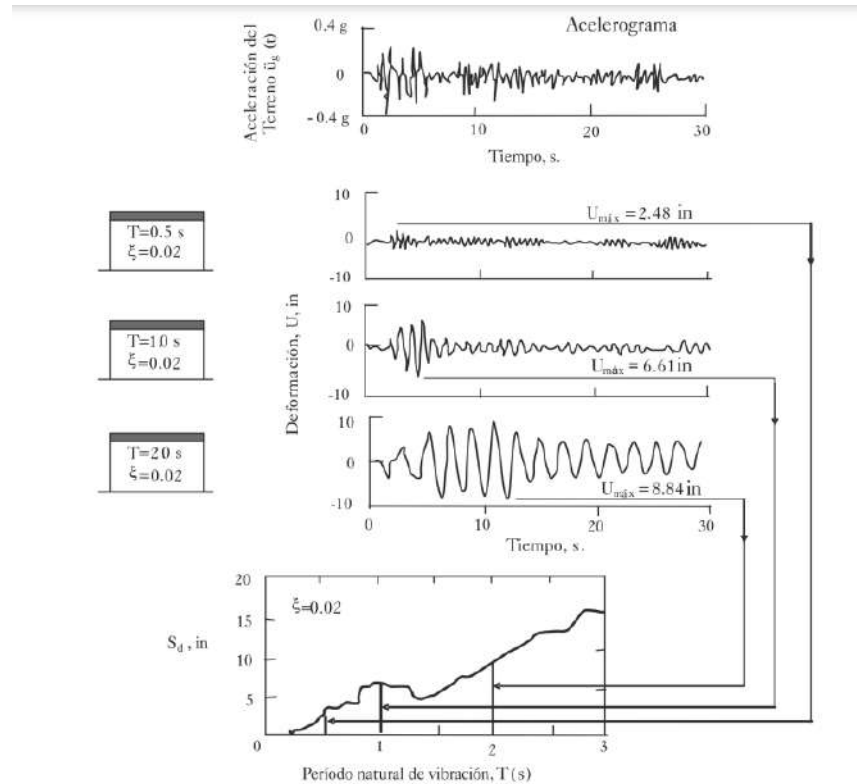
### 6.3.3. Espectro de Respuesta

Una de las herramientas más útiles para evaluar la severidad de la respuesta máxima de una estructura a un sismo dado es el espectro de respuesta. Un espectro de respuesta es la representación gráfica de la respuesta máxima de la estructura, medida en valor absoluto, modelada como un sistema de un grado de libertad, en función del período natural de vibración del sistema ( $T$ ). Esto es, el espectro de respuesta nos da información de la respuesta máxima para toda una familia de sistemas de un grado de libertad, sometido a un solo sismo.

La forma en la que se calcula un espectro de respuesta se ilustra en la Figura 6.63, para el caso de un espectro de desplazamientos. En este caso, para cada período, se calcula la historia de desplazamientos y sólo se selecciona la máxima respuesta absoluta, que es la que se grafica para el período natural de vibración correspondiente. Obsérvese que los puntos máximos no ocurren al mismo tiempo.

**Figura 6.63**

*Espectro de respuesta de desplazamiento.*



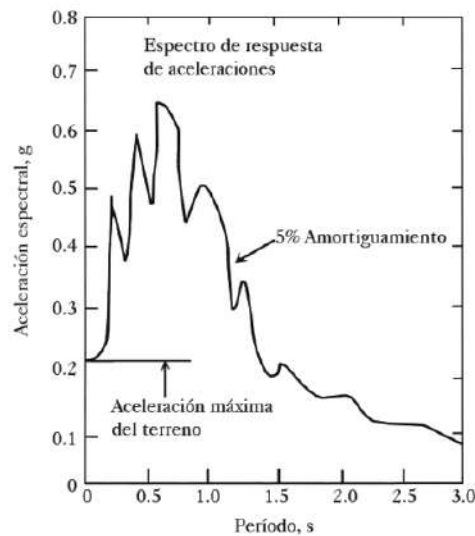
**Nota:** En la Figura se observa un ejemplo de espectro de respuesta de desplazamientos (Awad, 2012).

Así como se puede calcular la historia de los desplazamientos, se puede calcular la historia de las aceleraciones. De modo que para cada sistema de un grado de libertad se puede calcular la historia de las aceleraciones y de ahí seleccionar la aceleración máxima para poder graficar el espectro de aceleraciones.

Es importante aclarar que la aceleración espectral representa la aceleración en la estructura, la cual puede ser mayor o menor a la máxima aceleración del terreno. En un espectro de respuesta de aceleraciones, la máxima aceleración del terreno está representada como la ordenada del espectro para un período igual a 0 (Figura 6.64). Dicho período corresponde a un sistema infinitamente rígido, de modo que el movimiento que se tiene en la parte superior de la estructura es exactamente igual al del terreno.

**Figura 6.64**

*Espectro de respuesta de aceleraciones.*



**Nota:** En la Figura se observa un ejemplo de espectro de respuesta de desplazamientos (Awad, 2012).

### 6.3.4. Aceleración Máxima del Suelo (PGA)

El PGA es una medida de la intensidad de un sismo en un lugar específico. Se trata de la tasa de cambio de velocidad de los movimientos del suelo. es una información importante para los ingenieros estructurales, ya que afecta el diseño y el rendimiento de los edificios e infraestructura.

El temblor de un terremoto generalmente ocurre en las tres direcciones, por lo tanto, la PGA a menudo se divide en los componentes horizontal (H1 y H2) y vertical (V o UD, arriba - abajo). Las PGA horizontales son generalmente más grandes que las de dirección vertical. Se registra la aceleración máxima en cada una de estas direcciones, y a menudo se informa el valor individual más alto (Jaimes, 2009).

Para estimar la PGA de un sitio se pueden utilizar diferentes métodos, como: Mapas de peligrosidad sísmica, Ecuaciones empíricas, Análisis de la respuesta del sitio. La unidad de aceleración utilizada es la intensidad del campo gravitatorio ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ).

En general, se espera que:

- Valores de PGA inferiores a 0,1\*g no causan mucho daño.
- Valores de entre 0,2\*g y 0,8\*g puedan causar daños moderados
- Cualquier valor por encima de esto se espera que sea muy dañino

El servicio Geológico de los Estados Unidos desarrolló una escala de intensidad instrumental que representa la aceleración máxima del suelo y la velocidad máxima del suelo en una escala de intensidad similar a la escala de Mercalli. Estos valores se utilizan para crear mapas de movimientos por parte de sismólogos de todo el mundo (Programa de riesgos sísmicos. Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), 2009).

**Tabla 6.3**

*Escala de Intensidad Instrumental.*

<b>Intensidad Instrumental</b>	<b>Aceleración (g)</b>	<b>Velocidad (cm/s)</b>	<b>Percepción de temblor</b>	<b>Daños potenciales</b>
I	<0,000464	<0,0215	No se sintió	Ninguno
II-III	0,000464 – 0,00297	0,135 – 1,41	Débil	Ninguno
IV	0,00297 – 0,0276	1,41 – 4,65	Luz	Ninguno
V	0,0276 – 0,115	4,65 – 9,64	Moderado	Muy claro
VI	0,115 – 0,215	9,64 – 20	Fuerte	Luz
VII	0,215 – 0,401	20 – 41,4	Acérrimo	Moderado
VIII	0,401 – 0,747	41,4 – 85,8	Severo	Moderado a fuerte
IX	0,747 – 1,39	85,8 – 178	Violento	Pesado
X+	>1,39	>178	Extremo	Muy pesado

**Nota:** En la tabla se observan una escala de intensidad instrumental según el USGS.

La aceleración horizontal máxima (PHA) es el tipo de aceleración del suelo más utilizado en aplicaciones de ingeniería. La aceleración máxima horizontal del suelo (PHA o PHGA) se puede alcanzar seleccionando el registro individual más alto, tomando la media de los dos valores o calculando una suma vectorial de los dos componentes.

### 6.3.5. Detalles constructivos

Las conexiones sismorresistentes son un elemento fundamental para garantizar que los componentes de una estructura se mantengan adecuadamente conectados durante un terremoto. Esto evita fallas en las conexiones y juntas, y asegura la estabilidad y integridad estructural de la edificación. Para que una conexión sea sismorresistente, se debe cumplir con los siguientes requisitos (Campusano, 2008):

- Ser precalificada, es decir, haber sido sometida a ensayos experimentales que aseguren su comportamiento adecuado.
- Disponer de modelos racionales para predecir su resistencia y capacidad de deformación.
- Obtener datos que permitan realizar una evaluación estadística de su confiabilidad.
- Ser validada e incluida en la normativa AISC.

Las conexiones se clasifican en fuertes y dúctiles. Existen varias conexiones en cada clasificación, las cuales son:

- **Conexión fuerte:** es aquella que se mantiene dentro del rango elástico frente a sollicitaciones sísmicas. Para esto, las rótulas plásticas se deben diseñar alejadas de la conexión.
  - Conexión con hormigón en sitio en la zona viga - columna
  - Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna.
  - Conexión en cuerpo de la columna
  - Conexión en cuerpo de viga
  - Conexión apernada
  - Conexión con ganchos amarrados
  - Conexión con ganchos en forma de U
  - Conexión con viga en forma de canal
  - Conexión de perfiles ángulos soldados
  - Conexión soldada mediante placa y ángulos
- **Conexión dúctil:** es aquella que entra en el rango no lineal frente a sollicitaciones sísmicas.

- Conexión a mitad de la luz con ganchos en  $180^\circ$
- Conexión a mitad de la luz con ganchos en  $90^\circ$
- Conexión a mitad de la luz con barras de empalme rectas
- Conexión fuerte de perfiles ángulos soldados
- Conexión fuerte soldada mediante placa y ángulos

Por otro lado existen dispositivos encargados de desviar la energía que se generan en ciertos eventos como los sismos. Estos dispositivos son los aisladores sísmicos, los osciladores resonantes y los disipadores de energía, ampliamente utilizados en el diseño de estructuras sismorresistentes. Su función es reducir la cantidad de energía que se transfiere a las estructuras, minimizando los daños (Torres, 2009).

- **Aisladores sísmicos:** El aislamiento sísmico está basado en la premisa de que es posible separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos flexibles entre la estructura y su cimentación. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija. Existen básicamente dos tipos de sistemas de aislamiento: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes.
- **Osciladores resonantes:** es un sistema de un grado de libertad constituido por una masa, un elemento restitutivo y un mecanismo de disipación de energía, usualmente montado en la parte superior de la estructura. Para que el oscilador pueda reducir la respuesta dinámica de una estructura debe existir una coincidencia entre las frecuencias naturales de vibración de la estructura y del oscilador resonante. Son bastante efectivos en la reducción de las vibraciones producidas por el viento en edificios altos. También pueden ser empleados para la reducción de la respuesta sísmica.
- **Disipadores de energía:** Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para absorber la mayoría de la energía sísmica, evitando así que ésta sea disipada mediante deformaciones inelásticas (daño) en los elementos estructurales. Pueden ser clasificados de acuerdo a su comportamiento como histeréticos o viscoelásticos. Ambos tipos de disipadores de energía suelen colocarse en arreglos de diagonales a lo alto de los entrepisos de los edificios

## 6.4. Aplicación de los Fundamentos Teóricos al Diseño de Naves Industriales con Puente Grúa

El diseño de naves industriales metálicas con puente grúa requiere integrar los conceptos teóricos expuestos previamente, ya que este tipo de estructura combina acciones gravitacionales, cargas móviles y efectos sísmicos, lo que implica un análisis estructural más riguroso.

En particular, los principios de resistencia del acero, estabilidad de miembros esbeltos, rigidez lateral y ductilidad estructural, abordados en este marco teórico, permiten comprender los criterios utilizados en las normas AISC 360-16, NEC-SE-DS 2021 y AWS D1.1, aplicadas en este proyecto.

El puente grúa introduce cargas dinámicas horizontales y verticales que generan esfuerzos adicionales en vigas carrileras, columnas y arriostres. Por ello, es fundamental considerar:

- La interacción entre sistema portante vertical (pórticos) y sistema resistente lateral (arriostramientos).
- Los efectos de impacto, aceleración y frenado del puente grúa.
- La necesidad de controlar derivas para garantizar operación sin interferencias mecánicas.
- La verificación de estado límite de vibración para evitar resonancias con la maquinaria.

Asimismo, los conceptos asociados al análisis sísmico permiten evaluar la respuesta de la estructura en función de su emplazamiento (Cuenca vs. Macas), considerando factores como aceleración espectral, tipo de suelo y requisitos de desplazamiento admisible.

Esta integración teórica-práctica constituye la base para el modelado computacional, la selección de perfiles estructurales y la validación del desempeño de la nave industrial con puente grúa.

## 6.5. Software Especializado en Diseño Estructural

Dentro del cálculo estructural, el modelado y análisis computacional es un método muy beneficioso y preciso. Existen muchos software aplicativos para el diseño estructural tales como

SAP2000, CYPECAD, ETABS, Tekla, Robot Structural, Advance Steel, Revit, STAAD.PRO, etc. La elección de que software es la indicada depende totalmente del ingeniero estructural y diseñador. Cada uno tiene sus pros y contras las cuales uno debe conocer antes de profundizar en el cálculo.

A continuación se presentará una breve descripción de los softwares mas principales:

■ **SAP2000:**

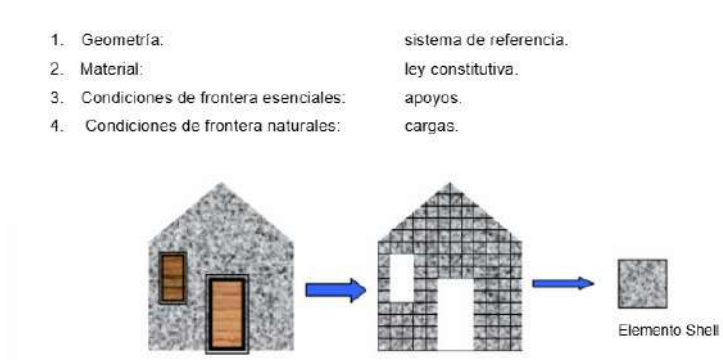
SAP2000 es un potente software de análisis estructural basado en el método de los elementos finitos, que ofrece una representación visual 3D detallada de las estructuras. Esta herramienta permite realizar una evaluación exhaustiva del comportamiento estructural bajo diversas cargas y condiciones de contorno.

La fiabilidad de los resultados obtenidos con SAP2000, sumada a su capacidad para analizar estructuras de gran complejidad, lo han consolidado como una herramienta de referencia en la industria de la ingeniería estructural. Su uso se extiende a diversos sectores, incluyendo la construcción de puentes, edificios, y otras infraestructuras.

SAP2000 permite generar de manera automática cargas de origen sísmico, eólico y vehicular. Además, facilita el dimensionamiento y verificación de elementos estructurales de hormigón armado, acero, aluminio y perfiles conformados en frío, de acuerdo con una amplia gama de normativas internacionales, incluyendo las de Europa, América, Canadá, Turquía, India, China y otras. (Pasticier, Amadio, y Fragiacom, 2008).

**Figura 6.65**

*Mallado de Estructura mediante Elementos Shell.*



**Nota:** En la Figura se observa una estructura tipo casa mallado con elementos tipo Shell (Pasticier y cols., 2008).

## ■ **ETABS:**

ETABS es una herramienta de software especializada en el análisis estructural y diseño de edificios. Su nombre, que significa 'Análisis Tridimensional Extendido de Sistemas de Edificios', refleja su capacidad para modelar y analizar estructuras complejas en tres dimensiones. Ampliamente utilizado en ingeniería estructural, ETABS permite evaluar el comportamiento estructural de edificios bajo diversas cargas y condiciones (Guleria y cols., 2014).

ETABS se destaca por su capacidad de modelar con precisión la respuesta dinámica de las estructuras sometidas a cargas sísmicas, permitiendo a los ingenieros evaluar el desempeño de los edificios y diseñar soluciones constructivas que garanticen la seguridad ante eventos sísmicos.

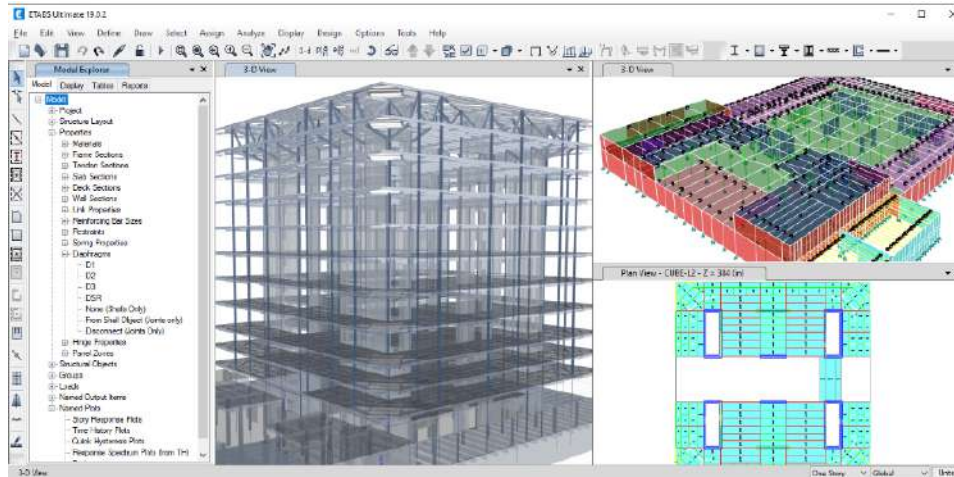
El diseño sismorresistente de edificios requiere una evaluación precisa de la respuesta estructural ante sismos. ETABS facilita este proceso al simular el comportamiento dinámico de las estructuras y determinar el límite de deformación admisible. De esta manera, los ingenieros pueden diseñar edificios capaces de resistir los efectos de los terremotos sin sufrir daños catastróficos.

ETABS es una solución integral para el diseño estructural, permitiendo realizar análisis avanzados, generar diseños optimizados y facilitar la colaboración entre equipos, lo que se traduce en proyectos de construcción más eficientes y seguros. Entre las ventajas de ETABS Software aparecen las siguientes (Guleria y cols., 2014):

- Análisis estructural completo
- Modelado tridimensional
- Diseño automático
- Análisis no lineal
- Compatibilidad Internacional
- Integración con otros software

**Figura 6.66**

*Interfaz de ETABS.*



**Nota:** En la Figura se observa la interfaz de ETABS mediante un modelado estructural (Guleria y cols., 2014).

- **CYPECAD:**

CYPECAD es una plataforma BIM (Building Information Modeling) que ofrece un entorno de trabajo integrado para el diseño, análisis y dimensionamiento de estructuras. Su capacidad para generar modelos detallados y realizar cálculos precisos lo convierte en una herramienta esencial para la optimización de los proyectos de construcción (Valiente Ochoa y Pardo Soucase, 2012).

- **Tekla Structures:**

Tekla Structures es un software de diseño estructural altamente automatizado que ofrece una amplia gama de herramientas para optimizar el diseño de edificaciones de concreto y acero. Al permitir la comparación de diferentes alternativas de diseño y la gestión eficiente de cambios, Tekla facilita la toma de decisiones informadas y reduce los costos de construcción.

Utiliza un modelo de información de construcción unificado para gestionar todo el ciclo de vida de una estructura, desde el diseño conceptual hasta la fabricación y montaje. Sus potentes capacidades de modelado paramétrico y análisis estructural permiten optimizar el diseño y la construcción de edificaciones de cualquier tipo.

**Figura 6.67**

*Tekla Structures y Bim.*



**Nota:** En la Figura se observa la interfaz de Tekla Structures en un diseño estructural (Vega More, 2011).

- **Robot Structural:**

El software Robot, es el programa principal de diseño y cálculo de estructuras de Autodesk. Robot Structural Analysis es una solución integral para el diseño estructural, capaz de abordar proyectos de cualquier complejidad, desde edificios hasta infraestructuras. Al combinar modelos 3D detallados con potentes herramientas de análisis, Robot permite a los ingenieros evaluar el comportamiento de las estructuras bajo diversas condiciones, garantizando la seguridad y el cumplimiento de las normativas (Huaraca Ramos, 2018).

- **Advanced Steel:**

Advanced Steel es una solución de diseño estructural en acero que, aprovechando la potencia de AutoCAD, permite a los ingenieros crear modelos 3D precisos y detallados, optimizando así los procesos constructivos y reduciendo costos (Ramírez Echevarría, 2020).

- **Conexiones paramétricas:** Modelo de acero rápido con una biblioteca de conexiones listas para su uso.

- **Planos de taller de acero:** Use plantillas personalizables para generar dibujos de alta calidad.
- **Interoperabilidad:** Utilice un proceso BIM desde el diseño hasta la fabricación.
- **Importe modelos 3D para acelerar la fabricación de acero:** Los ingenieros estructurales pueden usar un enlace bidireccional entre el software de detalle Advance Steel y Revit para colaborar en el mismo modelo 3D, ahorrando tiempo y minimizando errores.
- **Automatice las tareas repetitivas con un conjunto de herramientas de diseño inteligente:** Genere estructuras complejas en menos pasos con la Extensión Dynamo para Advance Steel. Use la biblioteca de conexiones de acero paramétricas y herramientas dedicadas para acelerar el diseño y otras tareas.
- **Adopte un flujo de trabajo BIM para una mejor precisión y previsibilidad:** Cree y actualice automáticamente las entregas de fabricación de acero. Cree entregables de taller basados en modelos y archivos NC para agilizar la fabricación y la instalación

#### ■ **Revit:**

Revit es una plataforma BIM líder que optimiza los procesos de diseño y construcción. Al trabajar con modelos paramétricos inteligentes, Revit facilita la colaboración entre equipos multidisciplinarios, agiliza la toma de decisiones y reduce errores en la ejecución del proyecto.

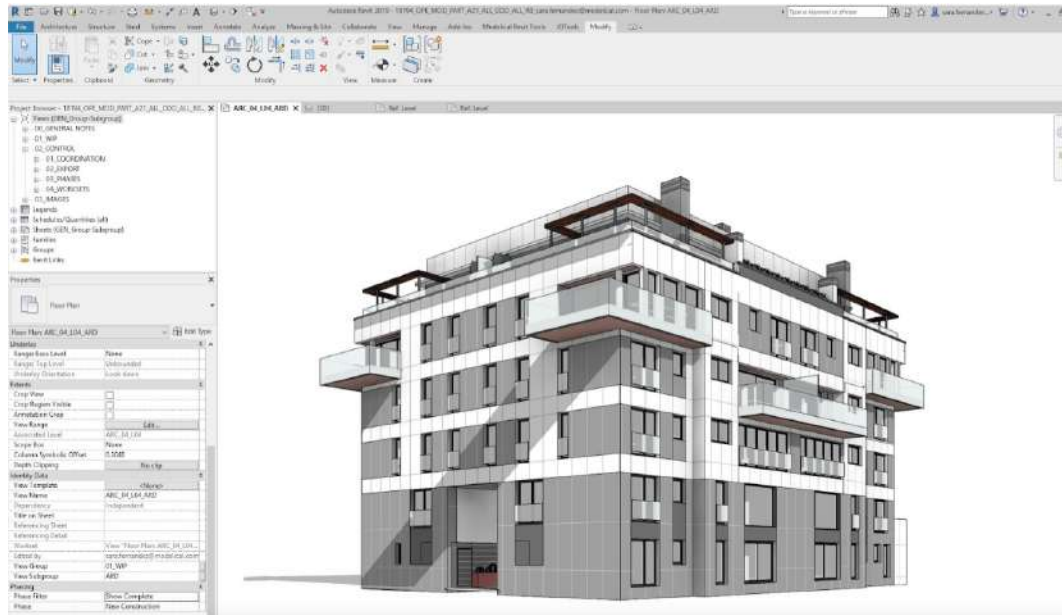
Revit optimiza los procesos de diseño y construcción al permitir realizar trabajos de diseño previo, modelado paramétrico y planificación detallada, facilitando la colaboración entre equipos multidisciplinarios.

Revit se basa en objetos inteligentes tridimensionales, conectados mediante un potente motor paramétrico. Esto significa que cualquier modificación realizada en un elemento se propaga automáticamente a todo el modelo, asegurando la coherencia y agilizando los procesos de diseño y documentación.

Revit se basa en una biblioteca de familias que representan los elementos constructivos. Estas familias contienen parámetros que definen sus propiedades geométricas y físicas, lo que permite crear modelos altamente personalizables y adaptables a diferentes normas y estándares (Mamani León, 2021).

**Figura 6.68**

*Modelado BIM con REVIT.*



**Nota:** En la Figura se observa la interfaz de Revit en un modelado de una estructura residencial mediante metodología BIM (Mamani León, 2021).

- **Staad.PRO:**

STAAD.PRO es una potente herramienta de análisis y diseño estructural por elementos finitos, ampliamente reconocida por su interfaz intuitiva y su extensa biblioteca de códigos de diseño. Permite realizar cálculos precisos para una amplia gama de estructuras, tanto metálicas como de hormigón, y ofrece soluciones eficientes para proyectos de diversa complejidad.

El software proporciona una amplia gama de análisis estructural, desde el lineal elástico hasta el no lineal geométrico (P-Delta) y el análisis dinámico, incluyendo el sísmico. Permite evaluar con precisión el comportamiento de las estructuras bajo diversas cargas y condiciones, obteniendo resultados detallados de esfuerzos, deformaciones, tensiones y verificaciones de diseño (Porrás Rodríguez, 2021).

## 7. Desarrollo Metodológico

El desarrollo del objetivo requiere cumplir con las fases especificadas en la sección de Metodología.

### 7.1. Fase 1: Levantamiento de Información:

En esta fase se define la información técnica preliminar requerida para el predimensionamiento de naves industriales.

#### 7.1.1. Ubicación del Emplazamiento de las Naves Industriales:

Como primer punto, se definen los lugares estratégicos para realizar el emplazamiento y diseño de las Naves Industriales ubicados en distintas provincias del Ecuador:

- Macas, provincia de Morona Santiago.
- Cuenca, provincia del Azuay.

Esta dualidad de localizaciones exige un análisis técnico diferenciado y riguroso para cada sitio, con especial énfasis en los siguientes aspectos del diseño estructural:

- Parámetros de Diseño Sísmico y eólico: Se determinarán y aplicarán los coeficientes de zona sísmica (Factor Z) y las velocidades básicas del viento para el diseño estructural, de conformidad con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) vigentes para cada provincia,
- Condiciones Ambientales Particulares: Se cuantificarán las condiciones estructurales derivadas de fenómenos ambientales específicos de cada región. Para la ubicación en Macas, se considerará la acumulación de ceniza volcánica en la cubierta debido a la cercanía geográfica con el volcán Sangay. Por otro lado, en la ciudad de Cuenca, se

analizarán las condiciones de impacto y acumulación de granizo en la cubierta por las condiciones climáticas de la región.

En la Fig. 7.1 se logra observar la ubicación geográfica del terreno para la primera Nave Industrial.

### Figura 7.1

*Ubicación de Terreno en Macas.*



**Nota:** En la Figura se observa el terreno propuesto para la Nave Industrial en la Ciudad de Macas. -2.29572746147927, -78.11375291785042.

Así mismo, en la Fig. 7.2 se demuestra la ubicación para la segunda nave en Cuenca.

## Figura 7.2

*Ubicación de Terreno en Cuenca.*



**Nota:** En la Figura se observa el terreno propuesto para la Nave Industrial en la Ciudad de Cuenca. -2.8696412744333895, -78.9467463783838.

La selección de los emplazamientos ha sido determinada directamente por el cliente, quien ha llevado a cabo una evaluación multicriterio basada en factores técnicos, logísticos y operativos en función a sus necesidades propias. Entre los principales criterios considerados en dicha selección destacan los siguientes:

- - Niveles óptimos de accesibilidad y conectividad, fundamentales para la operación eficiente de la nave industrial.
- - Condiciones climáticas y ambientales locales favorables para el desarrollo de las actividades productivas.
- - Disponibilidad, estabilidad y fiabilidad de infraestructura de servicios básicos (suministro eléctrico, agua potable, alcantarillado, telecomunicaciones), considerados esenciales para el correcto funcionamiento de las instalaciones.

En consecuencia, la ubicación de cada nave industrial se asume como una condición previa, determinada por el cliente y ajena al proceso metodológico desarrollado en esta investigación.

### 7.1.2. Dimensionamiento de la Nave Industrial:

La nave industrial está destinada a actividades de fabricación de carrocerías de bus, soporte logístico y operaciones mecánicas ligeras. Las dimensiones proyectadas son:

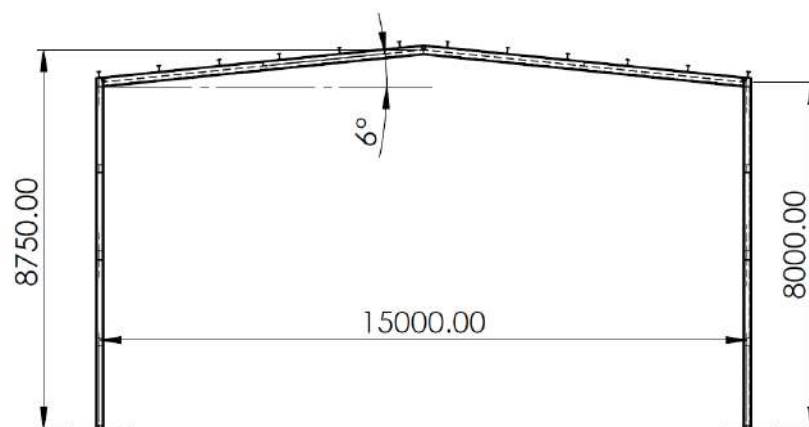
$$\begin{aligned}L &= 24 \text{ m} \\A &= 15 \text{ m} \\h_1 &= 8 \text{ m} \\h_2 &= 0.75 \text{ m} \\\alpha &= 6^\circ\end{aligned}$$

Donde:

- $L$  = Longitud de Nave Industrial en metros.
- $A$  = Ancho de la Luz de la Nave Industrial en metros.
- $h_1$  = Altura de Pórtico Frontal de Carga en metros (Sin contar con cubierta o techo).
- $h_2$  = Altura de Cubierta (Techo).
- $\alpha$  = Pendiente de Techo en grados.

#### Figura 7.3

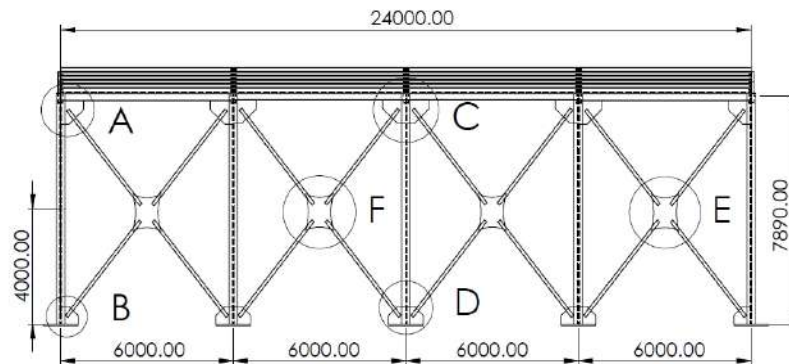
*Vista Frontal de Nave Industrial.*



**Nota:** En la Figura se observa las dimensiones preliminares del pórtico de carga en una vista frontal. Las dimensiones se encuentran en milímetros.

**Figura 7.4**

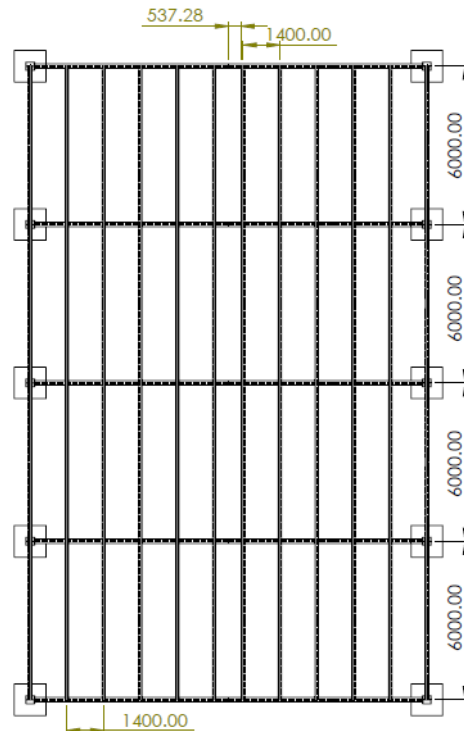
*Vista Lateral de Nave Industrial.*



**Nota:** En la Figura se observa las dimensiones preliminares de la nave industrial en una vista lateral. Las dimensiones se encuentran en milímetros.

**Figura 7.5**

*Vista Superior de Nave Industrial.*



**Nota:** En la Figura se observa las dimensiones preliminares de la nave industrial en una vista superior (planta). Las dimensiones se encuentran en milímetros.

### 7.1.3. Condiciones Adicionales para el Diseño de la Nave Industrial:

En esta fase se definen las condiciones iniciales técnicas para el predimensionamiento de naves industriales.

#### **Configuración estructural:**

El diseño deberá considerar las siguientes condiciones adicionales en la propuesta de diseño:

- Se proyecta una estructura metálica independiente de dos niveles, adyacente al costado izquierdo de la nave industrial y ubicada directamente detrás del puente grúa principal. El nivel superior estará destinado al funcionamiento de una oficina gerencial elevada, mientras que el nivel inferior servirá como espacio de almacenamiento para repuestos y herramientas. La configuración estructural propuesta no excederá el 50% de la luz total

de la nave, lo que permite preservar la operatividad del sistema de izaje y mantener la continuidad funcional del área de trabajo industrial. Esta solución busca optimizar el uso del espacio disponible sin interferir en la dinámica operacional de la nave principal.

- La nave industrial incorporará un puente grúa monorriel de 5 toneladas, ubicado en el costado izquierdo, frente a la oficina gerencial. Su estructura soportante será completamente independiente de la nave, lo cual facilita un análisis sísmico más preciso, evita sobredimensionamientos innecesarios y minimiza excentricidades en el centro de masa. Esta separación estructural optimiza el comportamiento dinámico de cada sistema de forma autónoma y eficiente.

#### **7.1.4. Materiales a utilizar en los Elementos Estructurales de la Nave Industrial:**

Se utilizarán dos tipos de acero estructural, seleccionados en función de sus propiedades mecánicas y aplicabilidad:

- ASTM A36: Empleado mayoritariamente en los elementos principales de la nave como columnas, vigas de carga y amarre. Este acero es valorado por su soldabilidad, disponibilidad y facilidad de fabricación.
- ASTM A572 Grado 50: Aplicado en elementos sometidos a mayores exigencias estructurales, como las correas de amarre del techo. Su resistencia superior permite una mayor eficiencia estructural con menores secciones.

La tabla 7.1 presenta las propiedades de los materiales comunes a utilizar en las estructuras metálicas.

**Tabla 7.1**

*Materiales para la Estructura Metálica.*

<b>Propiedad</b>	<b>Acero A-36</b>	<b>Acero A-572 Grado 50</b>
Límite de Fluencia (Fy)	250 MPa (36ksi)	345 MPa (50 ksi)
Resistencia Última (Fu)	400 - 500 MPa (58-80 ksi)	450 - 620 MPa (65-90 ksi)
Módulo de Elasticidad (E)	200 GPa (29000 ksi)	200 GPa (29000 ksi)
Módulo de Cortante (G)	79.3 GPa (11500 ksi)	79.3 GPa (11500 ksi)
Coefficiente de Poisson (ν)	0.26	0.26
Densidad	7850 kg/m <sup>2</sup>	7850 kg/m <sup>2</sup>
Alargamiento mínimo (%)	20% en 200mm / 21% en 50mm	18% en 200mm / 21% en 50mm
Composición Química	Bajo carbono, más dulce para soldar.	Mayor resistencia, menos ductilidad.
Aplicaciones típicas	Estructuras generales, perfiles laminados.	Perfiles, torres, estructuras de carga.
Soldabilidad	Buena	Buena, pero requiere mayor control

**Nota:** Ambas normas ASTM permiten variaciones menores según el espesor del material. El A572 Grado 50 es una opción de alta resistencia y baja aleación, más eficiente estructuralmente en elementos sujetos a cargas altas. El A36 es más común en estructuras generales debido a su disponibilidad y facilidad de fabricación.

## 7.2. Fase 2: Predimensionamiento Preliminar:

En el caso de naves industriales, el cálculo de cargas en estructuras inicia en los elementos más expuestos a las acciones gravitatorias o ambientales —como las cubiertas— y continúa hasta la cimentación, atravesando todos los componentes estructurales intermedios.

La estimación comienza con el peso propio de la cubierta, considerando elementos como correas, revestimientos, aislamiento térmico, pendientes y sobrecargas climáticas como granizo (en Cuenca) o ceniza volcánica (en Macas). Estas cargas se transfieren sucesivamente a:

- Las viguetas o correas
- Las vigas principales de los pórticos

- Las vigas de amarre o arriostramiento laterales
- Las columnas
- Y finalmente a los pedestales, zapatas y suelo de cimentación

Esta metodología refleja la lógica estructural del diseño: aunque la cubierta es uno de los primeros elementos en ser calculados, su ejecución se realiza en la fase final de la construcción. Por tanto, el diseño debe contemplar con precisión toda la cadena de transferencia de cargas, garantizando una distribución eficiente y segura de esfuerzos según lo establecido en el NEC SE-DS, AISC 360-16 y ASCE 7-16.

### Figura 7.6

*Diagrama de Flujo de Cargas en Nave.*



**Nota:** En la Figura se observa el diagrama de flujo para la determinación de las cargas a considerarse en el diseño.

Este flujo de diseño se adapta eficientemente a las distintas tipologías estructurales que requieren predimensionamiento y cálculo, tales como la estructura de soporte para el puente grúa, así como la edificación metálica destinada a la oficina gerencial, que incorpora un nivel

inferior para el almacenaje de repuestos.

### 7.2.1. Cargas para el Diseño de la Nave Industrial:

En la tabla 7.2 se puede apreciar un resumen de las cargas a utilizarse para el diseño de la Nave Industrial.

**Tabla 7.2**

*Resumen de Cargas en Nave Industrial.*

Tipo de Carga	Valor Aplicado	Normativa /Criterio
Carga Muerta (CM)	Depende del Perfil	AISC 360-16
Sobrecarga Muerta (SCP) (Cubierta)	4.53 kgf/m <sup>2</sup>	Proveedor
Sobrecarga Muerta (SCP) (Iluminaria)	3.50 kgf/m	Proveedor
Carga Viva (CV) (Mantenimiento)	142.76 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga de Viento Barlovento (Vertical)	52.839 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga de Viento Barlovento (Inclinación)	19.815 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga de Viento Sotavento (Vertical)	- 52.839 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga de Viento Sotavento (Inclinación)	- 39.629 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga Sísmica en Macas	0.338	NEC-SE-DS 2021
Carga Sísmica en Cuenca	0.289	NEC-SE-DS 2021
Carga de Ceniza (Sceniza)	0.0014 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga de Granizo (Sgranizo)	50.986 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG

**Nota:** Las cargas son basadas en las definiciones de las distintas normas de diseño estructural estipuladas a lo largo del documento.

- Cargas Muertas (Permanente).
  - **Peso Propio de la Estructura:** Las cargas muertas consideradas corresponden exclusivamente al peso propio de los elementos estructurales de la nave industrial, tales como vigas, columnas, cerchas, correas, vías de rodadura del puente grúa y demás componentes permanentes. El peso específico de cada perfil se tomará según los valores indicados en el catálogo técnico del fabricante DIPAC, garantizando así

coherencia entre el diseño estructural y el suministro real de materiales. Las cargas asociadas a correas, vigas, columnas y riostras serán cuantificadas tras la etapa de predimensionado, utilizando como base la carga distribuida generada por las cubiertas seleccionadas.

$$\begin{aligned}
 PP_{CorreasIPE200} &= 22.4 \text{ kg/m} \\
 PP_{VigasdeCargaIPE360} &= 57.1 \text{ kg/m} \\
 PP_{VigasdeAmarreIPE270} &= 36.1 \text{ kg/m} \\
 PP_{VigasdeAmarreIPE240} &= 30.7 \text{ kg/m} \\
 PP_{ColumnasHEA340} &= 42.2 \text{ kg/m} \\
 PP_{ArriostreTubo4.5in-3mm} &= 8.8 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}
 PP_{CorreasIPE200} &= \text{Peso de las Correas por metro lineal [kg/m]} \\
 PP_{VigasdeCargaIPE360} &= \text{Peso de Vigas en los pórticos principales [kg/m]} \\
 PP_{VigasdeAmarreIPE270} &= \text{Peso de Vigas en los pórticos secundarios esquineros [kg/m]} \\
 PP_{VigasdeAmarreIPE240} &= \text{Peso de Vigas en los pórticos secundarios internos [kg/m]} \\
 PP_{ColumnasHEA340} &= \text{Peso de las Columnas por metro lineal [kg/m]} \\
 PP_{ArriostreTubo4.5in-3mm} &= \text{Peso de los Arriostres por metro lineal [kg/m]}
 \end{aligned}$$

■ Sobrecargas Permanentes.

- Cubierta: Esto incluye el peso de los materiales de la cubierta (láminas, paneles, etc). Peso de los elementos de fijación y aislamiento. En este caso se considera un Panel Duratecho Plus 1027 de 0.50mm de espesor para estimar el peso (Novacero, 2018).

$$PP_{cubierta} = 4.53 \text{ kg/m}^2$$

donde:

$$PP_{cubierta} = \text{Peso del material sobre la Cubierta por metro lineal [kg/m}^2\text{]}$$

- Instalaciones Fijas: Comprenden exclusivamente el peso de las luminarias y tuberías integradas a la infraestructura de la nave industrial. La carga en el sistema de iluminación se dividirá en dos zonas: una para la estructura principal de la nave

(Venalsol, 2025) y otra para la estructura auxiliar de la oficina (Promart, 2025). Esta zonificación permite representar con mayor precisión la distribución funcional de las cargas, contribuyendo a un análisis estructural ajustado a las condiciones reales de servicio y uso.

$$PP_{ilunave} = 3.50 \text{ kg/m}$$

donde:

$$PP_{ilunave} = \text{Peso de Iluminación en Nave Industrial [kg/m]}$$

- Cargas Vivas (Variables).

Según la NEC-SE-CG, no se permite la reducción de sobrecarga vivas en cubiertas en la región andina y sus estribaciones para prevenir caídas de granizo o ceniza.

- Carga de Mantenimiento: Esto corresponde a la carga generada por el personal y el equipo de mantenimiento en la cubierta o en la estructura del puente grúa. Se utiliza la tabla 4.3.1 del ASCE 7-16 para definir este valor (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

$$CV_{mantenimiento} = 142.76 \text{ kgf/m}^2$$

donde:

$$CV_{mantenimiento} = \text{Carga Viva por el mantenimiento en las cubiertas. [kg]}$$

- Carga de Viento: Esto corresponde a las fuerzas generadas por el viento sobre la estructura, que dependen de la velocidad del viento y la forma de la Nave.

$$P_{BVientoVertical} = 52.839 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{SVientoVertical} = -52.839 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{BVientoInclinada} = 19.815 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{SVientoInclinada} = -39.629 \text{ kg/m}^2$$

donde:

$$P_{BVientoVertical} = \text{Presión de Viento en Columnas a Barlovento. [kg/m}^2\text{]}$$

$$P_{SVientoVertical} = \text{Presión de Viento en Columnas a Sotavento. [kg/m}^2\text{]}$$

$$P_{BVientoInclinada} = \text{Presión de Viento en Techo a Barlovento. [kg/m}^2\text{]}$$

$$P_{SVientoInclinada} = \text{Presión de Viento en Techo a Sotavento. [kg/m}^2\text{]}$$

- Carga Sísmica: Esto corresponde a las fuerzas generadas por los sismos y terremotos, que dependen de la ubicación geográfica y las características del suelo. Determinar el coeficiente sísmico según la zona y tipo de suelo. Para este desarrollo se analiza y calcula en base a la NEC-SE-DS.

$$\begin{aligned}
 CV_{SismicaMacas} &= 1839.771 \text{ kgf} \\
 CV_{SismicaCuenca} &= 1574.873 \text{ kg/m} \\
 CS_{SismicaMacas} &= 0.338 \\
 CS_{SismicaCuenca} &= 0.289
 \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}
 CV_{SismicaMacas} &= \text{Carga Sísmica en Macas. [kg/m]} \\
 CV_{SismicaCuenca} &= \text{Carga Sísmica en Cuenca. [kg/m]} \\
 CS_{SismicaMacas} &= \text{Coeficiente Sísmico en Macas.} \\
 CS_{SismicaCuenca} &= \text{Coeficiente Sísmico en Cuenca.}
 \end{aligned}$$

- Carga de Granizo: Corresponde a las fuerzas generadas por la acumulación de granizo sobre las cubiertas y elementos expuestos de la edificación. Su magnitud depende de la ubicación geográfica, las condiciones climáticas locales y la pendiente de la cubierta. Para su determinación se consideran los valores de carga establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG, aplicando los factores de corrección correspondientes según la inclinación y características del techo. Esto solo aplica para la Ciudad de Cuenca.

$$SG_{Granizo} = 50.986 \text{ kgf/m}^2$$

donde:

$$SG_{Cuenca} = \text{Carga de Granizo en Cuenca. [kg/m}^2\text{]}$$

- Carga de Ceniza Volcánica: Corresponde a las fuerzas generadas por la acumulación de ceniza proveniente de erupciones volcánicas sobre cubiertas y elementos expuestos de la edificación. La magnitud de esta carga depende de la ubicación geográfica del proyecto, la proximidad a zonas volcánicas activas, la pendiente de la cubierta y las condiciones climáticas que influyen en la densidad y permanencia del material depositado. Para su determinación se consideran los valores de carga mostrados en la Figura 6.40, aplicando los factores de corrección correspondientes según la inclinación, accesibilidad y características del techo. Esto solo aplica para la Ciudad de Macas.

$$SCz_{Macas} = 0.0014 \text{ kgf/m}^2$$

donde:

$$SCz_{Macas} = \text{Carga de Ceniza Volcánica en Macas. [kg/m}^2\text{]}$$

### 7.2.2. Cargas para el Diseño del Puente Grúa:

En la tabla 7.3 se puede apreciar un resumen de las cargas a utilizarse para el diseño del Puente Grúa.

**Tabla 7.3**

*Resumen de Cargas en Puente Grúa.*

Tipo de Carga	Valor Aplicado	Normativa /Criterio
Carga Muerta (CM)	Depende del Perfil	AISC 360-16
Sobrecarga Muerta (Wpg) (Puente Grua)	11830 kgf	Proveedor
Sobrecarga Muerta (Wcp) (Carro- Polipasto)	3549 kgf	Proveedor
Sobrecarga Muerta (Pmax) (Maxima en Ruedas)	7342 kgf	Proveedor
Sobrecarga Muerta (Ppg) (Por Ruedas)	2957.50 kgf	Proveedor
Carga Viva (CV) (Izaje y Trabajo)	5000 kgf	Cliente
Carga Viva (CV) (Impacto)	9177.446 kgf	CMAA 70
Carga Viva (CV) (Transversal)	427.45 kgf	CMAA 70
Carga Viva (CV) (Longitudinal)	734.196 kgf	CMAA 70
Carga de Viento Barlovento (Vertical)	34.22 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga de Viento Sotavento (Vertical)	- 34.22 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga Sísmica en Macas	0.1268	NEC-SE-DS 2021
Carga Sísmica en Cuenca	0.1085	NEC-SE-DS 2021

**Nota:** Las cargas son basadas en las definiciones de las distintas normas de diseño estructural estipuladas a lo largo del documento.

- Cargas Muertas (Permanente).
  - Peso Propio de la Estructura: Las cargas muertas consideradas corresponden exclusivamente al peso propio de los elementos estructurales del Puente Grua,

tales como vigas carrileras, columnas y demás componentes permanentes. El peso específico de cada perfil se tomará según los valores indicados en el catálogo técnico del fabricante DIPAC, garantizando así coherencia entre el diseño estructural y el suministro real de materiales. Las cargas asociadas a correas, vigas, columnas y riostras serán cuantificadas tras la etapa de predimensionado, utilizando como base la carga distribuida generada por las cubiertas seleccionadas.

$$\begin{aligned}
 PP_{VigasdeCargaIPE160} &= 15.8 \text{ kg/m} \\
 PP_{VigasdeAmarreHEB500} &= 187.6 \text{ kg/m} \\
 PP_{ColumnasHEA200} &= 42.2 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}
 PP_{VigasdeCargaIPE160} &= \text{Peso de Vigas en los pórticos principales [kg/m]} \\
 PP_{VigasdeAmarreHEB500} &= \text{Peso de Vigas Carrileras en los pórticos secundarios [kg/m]} \\
 PP_{ColumnasHEA200} &= \text{Peso de las Columnas por metro lineal [kg/m]}
 \end{aligned}$$

■ Sobrecargas Permanentes.

- Puente Grúa (Peso Propio): Esto incluye el peso del puente grúa de 5 toneladas, que se determina a partir de especificaciones técnicas disponibles en catálogos comerciales, como el proporcionado por el fabricante Eurocrane (Puente Grúa de 5 Toneladas – Eurocrane). Esta información permite estimar con mayor precisión las cargas muertas asociadas al equipo, considerando su configuración estructural, tipo de viga (monorriel o birriel) y accesorios incorporados (EuroCrane, 2025).

$$\begin{aligned}
 PP_{HEB500} &= 187.33 \text{ kgf/m} \\
 W_{pg} &= 11830.00 \text{ kgf} \\
 W_{cp} &= 3549.00 \text{ kgf} \\
 W_{riel} &= 44.653 \text{ kgf/m} \\
 P_{max} &= 7342.00 \text{ kgf} \\
 P_{pg} &= 2957.50 \text{ kgf} \\
 q_s &= 231.98 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

donde:

$PP_{HEB500}$	=	Peso de la Viga Carrilera por metro lineal [ $kgf/m$ ]
$W_{pg}$	=	Peso del Puente Grúa [ $kgf$ ]
$W_{cp}$	=	Peso del Carro y Polipasto [ $kgf$ ]
$P_{max}$	=	Carga máxima de Rueda [ $kgf$ ]
bf $P_{pg}$	=	Carga del Puente Grúa por Rueda [ $kgf$ ]
bf $q_s$	=	Carga Uniformemente Distribuida en la Viga [ $kgf/m$ ]

■ Cargas Vivas (Variables).

Según la NEC-SE-CG, no se permite la reducción de sobrecarga vivas en cubiertas en la región andina y sus estribaciones para prevenir caídas de granizo o ceniza.

- Carga de Izaje y Trabajo del Puente Grúa (Capacidad de Carga): Esto corresponde al peso máximo de la carga que el puente grúa puede levantar. También se debe considerar el impacto dinámico de la carga en movimiento. Esto se realiza en base al CMAA 70. Las fuerzas de inercia al acelerar y frenar el puente grúa tanto longitudinal y transversalmente se debe implementar en el análisis y cálculo (EuroCrane, 2025):

$$CV_{PuenteGrúa} = 5000 \text{ kgf}$$

donde:

$$CV_{PuenteGrúa} = \text{Carga Viva por el Izaje de Carga. } [kgf]$$

- Cargas Dinámicas Puente Grúa: Corresponden a los efectos adicionales generados durante la operación del puente grúa, más allá de las cargas estáticas de izaje. Estas solicitaciones incluyen: Impacto dinámico de la carga suspendida, fuerza de inercia por traslación (aceleración y frenado), efectos combinados. (EuroCrane, 2025).

$$CV_{ImpactoPGrua} = 9177.446 \text{ kgf}$$

$$CV_{TransversalPGrua} = 427.45 \text{ kgf}$$

$$CV_{LongitudinalPGrua} = 734.196 \text{ kgf}$$

donde:

$$CV_{ImpactoPGrua} = \text{Carga Vertical de Impacto por Rueda del Puente Grúa. } [kgf]$$

$$CV_{TransversalPGrua} = \text{Carga Transversal por Rueda del Puente Grúa. } [kgf]$$

$$CV_{LongitudinalPGrua} = \text{Carga Longitudinal por Rueda del Puente Grúa. } [kgf]$$

- Carga de Viento: Esto corresponde a las fuerzas generadas por el viento sobre la estructura, que dependen de la velocidad del viento.

$$\begin{aligned}P_{BVientoVertical} &= 34.22 \text{ kg/m}^2 \\P_{SVientoVertical} &= -34.22 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}P_{BVientoVertical} &= \text{Presión de Viento en Columnas a Barlovento. [kg/m}^2\text{]} \\P_{SVientoVertical} &= \text{Presión de Viento en Columnas a Sotavento. [kg/m}^2\text{]}\end{aligned}$$

- Carga Sísmica: Esto corresponde a las fuerzas generadas por los sismos y terremotos, que dependen de la ubicación geográfica y las características del suelo. Determinar el coeficiente sísmico según la zona y tipo de suelo. Para este desarrollo se analiza y calcula en base a la NEC-SE-DS.

$$\begin{aligned}CS_{SismicaMacas} &= 0.1268 \\CS_{SismicaCuenca} &= 0.1085\end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}CS_{SismicaMacas} &= \text{Coeficiente Sísmico en Macas.} \\CS_{SismicaCuenca} &= \text{Coeficiente Sísmico en Cuenca.}\end{aligned}$$

### 7.2.3. Cargas para el Diseño de la Oficina Gerencial:

En la tabla 7.4 se puede apreciar un resumen de las cargas a utilizarse para el diseño de la Oficina Gerencial.

**Tabla 7.4**

*Resumen de Cargas en Oficina Gerencial.*

Tipo de Carga	Valor Aplicado	Normativa /Criterio
Carga Muerta (CM)	Depende del Perfil	AISC 360-16
Sobrecarga Muerta (SCP) (LosaTecho)	251.8 kgf/m <sup>2</sup>	Proveedor
Sobrecarga Muerta (SCP) (LosaEntrepiso)	299.3 kgf/m <sup>2</sup>	Proveedor
Sobrecarga Muerta (SCP) (AcabadosPiso)	110 kgf/m <sup>2</sup>	Proveedor
Sobrecarga Muerta (SCP) (Mampostería)	210 kgf/m <sup>2</sup>	Proveedor
Sobrecarga Muerta (SCP) (Iluminaria)	0.36 kgf/m	Proveedor
Carga Viva (CV) (Mantenimiento)	142.76 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga Viva (CV) (Oficina)	244.73 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga de Viento Barlovento (Vertical)	52.839 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga de Viento Sotavento (Vertical)	- 52.839 kgf/m <sup>2</sup>	NEC-SE-CG
Carga Sísmica en Macas	0.1268	NEC-SE-DS 2021
Carga Sísmica en Cuenca	0.1085	NEC-SE-DS 2021

**Nota:** Las cargas son basadas en las definiciones de las distintas normas de diseño estructural estipuladas a lo largo del documento.

- Cargas Muertas (Permanente).
  - **Peso Propio de la Estructura:** Las cargas muertas consideradas corresponden exclusivamente al peso propio de los elementos estructurales de la oficina gerencial, tales como vigas, columnas, correas, losacero y demás componentes permanentes. El peso específico de cada perfil se tomará según los valores indicados en el catálogo técnico del fabricante DIPAC, garantizando así coherencia entre el diseño estructural y el suministro real de materiales. Las cargas asociadas a correas, vigas, columnas y riostras serán cuantificadas tras la etapa de predimensionado, utilizando como base la carga distribuida generada por las cubiertas seleccionadas.

$$\begin{aligned}
 PP_{CorreasTechoIPE140} &= 12.9 \text{ kg/m} \\
 PP_{VigasTechoIPE200} &= 22.4 \text{ kg/m} \\
 PP_{CorreasEntrepisoIPE180} &= 18.8 \text{ kg/m} \\
 PP_{VigasEntrepisoIPE270} &= 36.1 \text{ kg/m} \\
 PP_{ColumnasHEA240} &= 60.3 \text{ kg/m} \\
 PP_{ArriostreTubo4.5in-3mm} &= 8.8 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}
 PP_{CorreasTechoIPE140} &= \text{Peso de las Correas en el Techo [kg/m]} \\
 PP_{VigaTechoIPE200} &= \text{Peso de Vigas de Carga en el Techo [kg/m]} \\
 PP_{CorreasEntrepisoIPE180} &= \text{Peso de las Correas en el Entrepiso [kg/m]} \\
 PP_{VigasEntrepisoIPE270} &= \text{Peso de Vigas de Carga en el Entrepiso [kg/m]} \\
 PP_{ColumnasHEA240} &= \text{Peso de las Columnas por metro lineal [kg/m]} \\
 PP_{ArriostreTubo4.5in-3mm} &= \text{Peso de los Arriostres por metro lineal [kg/m]}
 \end{aligned}$$

■ Sobrecargas Permanentes.

- Cubierta: Esto incluye el peso de los materiales de la cubierta (láminas, paneles, etc). Peso de los elementos de fijación y aislamiento. En este caso se considera un Panel Duratecho Plus 1027 de 0.50mm de espesor para estimar el peso (Novacero, 2018).

$$\begin{aligned}
 PP_{LosaAceroTecho} &= 251.8 \text{ kg/m}^2 \\
 PP_{LosaAceroEntrepiso} &= 299.3 \text{ kg/m}^2 \\
 PP_{AcabadosPiso} &= 110 \text{ kg/m}^2 \\
 PP_{Mamposteria} &= 210 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}
 PP_{LosaAceroTecho} &= \text{Peso de la LosaAcero sobre el Techo [kg/m}^2\text{]} \\
 PP_{LosaAceroEntrepiso} &= \text{Peso de la LosaAcero sobre el Entrepiso [kg/m}^2\text{]} \\
 PP_{AcabadosPiso} &= \text{Peso del acabado sobre el entrepiso [kg/m}^2\text{]} \\
 PP_{Mamposteria} &= \text{Peso de las paredes sobre el entrepiso [kg/m}^2\text{]}
 \end{aligned}$$

- Instalaciones Fijas: Comprenden exclusivamente el peso de las luminarias integradas a la infraestructura de la oficina.

$$PP_{Iluminacion} = 0.36 \text{ kg/m}^2$$

donde:

$$PP_{Iluminacion} = \text{Peso de la Iluminación sobre la Cubierta por metro lineal } [kg/m^2]$$

■ Cargas Vivas (Variables).

Según la NEC-SE-CG, no se permite la reducción de sobrecarga vivas en cubiertas en la región andina y sus estribaciones para prevenir caídas de granizo o ceniza.

- Carga de Mantenimiento: Esto corresponde a la carga generada por el personal y el equipo de mantenimiento en el techo. Se utiliza la tabla 4.3.1 del ASCE 7-16 para definir este valor (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

$$CV_{mantenimiento} = 142.76 \text{ kgf}/m^2$$

donde:

$$CV_{mantenimiento} = \text{Carga Viva por el mantenimiento en las cubiertas. } [kg]$$

- Carga de Oficina: Esto corresponde a la carga generada por el personal en la Oficina Gerencial. Se utiliza la tabla 4.3.1 del ASCE 7-16 para definir este valor (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

$$CV_{oficina} = 244.73 \text{ kgf}/m^2$$

donde:

$$CV_{oficina} = \text{Debido a la ocupación por el tránsito del personal en las oficinas. } [kg]$$

- Carga de Viento: Esto corresponde a las fuerzas generadas por el viento sobre la estructura, que dependen de la velocidad del viento.

$$P_{BVientoVertical} = 52.839 \text{ kg}/m^2$$

$$P_{SVientoVertical} = -52.839 \text{ kg}/m^2$$

donde:

$$P_{BVientoVertical} = \text{Presión de Viento en Columnas a Barlovento. } [kg/m^2]$$

$$P_{SVientoVertical} = \text{Presión de Viento en Columnas a Sotavento. } [kg/m^2]$$

- Carga Sísmica: Esto corresponde a las fuerzas generadas por los sismos y terremotos, que dependen de la ubicación geográfica y las características del suelo. Determinar el coeficiente sísmico según la zona y tipo de suelo. Para este desarrollo se analiza y calcula en base a la NEC-SE-DS.

$$CS_{SismicaMacas} = 0.1268$$

$$CS_{SismicaCuenca} = 0.1085$$

donde:

$$CS_{SismicaMacas} = \text{Coeficiente Sísmico en Macas.}$$

$$CS_{SismicaCuenca} = \text{Coeficiente Sísmico en Cuenca.}$$

#### 7.2.4. Combinaciones de Cargas para el Diseño:

Se aplicarán combinaciones de carga conforme a los lineamientos de la normativa vigente, considerando factores de mayoración y reducción según el tipo de carga involucrada. Estas combinaciones buscan garantizar un diseño seguro y eficiente frente a todas las solicitaciones posibles. Estas combinaciones de carga se determinan conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la cual adopta criterios estructurales basados en la normativa internacional ASCE 7-16. Esta referencia garantiza coherencia en el diseño estructural respecto a las exigencias de seguridad, desempeño y confiabilidad frente a cargas gravitacionales y eventos sísmicos (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2023).

$$CC1 = 1.4(CM) \tag{7.1}$$

$$CC2 = 1.2(CM) + 1.6(CV) \tag{7.2}$$

$$CC3 = 1.2(CM) + 1.6(CV) + 0.5(S) \tag{7.3}$$

$$CC4 = 1.2(CM) + 1.6(S) + \max(L; 0.5W) \tag{7.4}$$

$$CC5 = 1.2(CM) + 1.0(W) + L + 0.5(S) \tag{7.5}$$

$$CC6 = 1.2(CM) + 1.0(E) + L + 0.2(S) \quad (7.6)$$

$$CC7 = 0.9(CM) + 1.0(W) \quad (7.7)$$

$$CC8 = 0.9(CM) + 1.0(E) \quad (7.8)$$

donde:

$CM$  = Carga Muerta.  $[kg/m^2]$

$CV$  = Carga Viva.  $[kg/m^2]$

$S$  = Carga de Granizo o Ceniza.  $[kg/m^2]$

$W$  = Carga de Viento.  $[kg/m^2]$

$E$  = Carga Sismica (Coeficiente Sismico).  $[kg/m^2]$

Para el caso del puente grúa, es necesario considerar diversas combinaciones de carga que representen adecuadamente las condiciones de operación y servicio. Dichas combinaciones deben establecerse de acuerdo con los lineamientos de la normativa vigente para puentes grúa, en particular la CMAA 70, integrando tanto las cargas estáticas como las dinámicas, así como los efectos de impacto e inercia durante el izaje y la traslación (American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16), 2018).

$$CC9 = CM \quad (7.9)$$

$$CC10 = CM + Pmax + Pls + Pvs + CV \quad (7.10)$$

$$CC11 = CM + S \quad (7.11)$$

$$CC12 = CM + 0.75(CV + Pmax + Pvs + Pls + S) \quad (7.12)$$

$$CC13 = CM + 0.6(W) \quad (7.13)$$

$$CC14 = CM + 0.7(E) \quad (7.14)$$

$$CC15 = CM + 0.75(CV + 0.6(W) + S) \quad (7.15)$$

$$CC16 = CM + 0.75(Pts + Pls + 0.3(W) + S) \quad (7.16)$$

$$CC17 = CM + 0.75(CV + 0.7(E) + S) \quad (7.17)$$

$$CC18 = 0.6(CM) + 0.6(W) \quad (7.18)$$

$$CC19 = 0.6(CM) + 0.7(E) \quad (7.19)$$

$$CC20 = CM + Pmax \quad (7.20)$$

$$CC21 = 0.6(CM + Pmax) + Pls \quad (7.21)$$

donde:

- $P_{max}$  = Carga Máxima de Rueda. [kgf]
- $Pls$  = Carga Longitudinal por Rueda. [kgf]
- $Pts$  = Carga Transversal por Rueda. [kgf]
- $Pvs$  = Carga Vertical de Impacto por Rueda. [kgf]

### 7.2.5. Cálculo de Secciones en la Nave:

Para el predimensionamiento resistente, se debe emplear la combinación de carga más desfavorable.

- **Predimensionado de Correas, Vigas de Carga y Amarre de Nave:**

Estas correas y vigas se predimensionan por momento máximo, es necesario estimar la carga a utilizar en el elemento estructural, para la correa del techo el ancho tributario es 1.40 metros, y para las vigas de carga es 6 metros por lo que llevaremos la carga por metro cuadrado a carga por metro lineal para poder plantear el procedimiento.

$$W_{DElemento} = w_{DElemento} * S \quad (7.22)$$

$$W_{LElemento} = w_{LElemento} * S \quad (7.23)$$

donde:

$$\begin{aligned} W_{DCorrea} &= \text{Carga Muerta en la Correa. [kgf/m]} \\ W_{LCorrea} &= \text{Carga Viva en la Correa. [kgf/m]} \\ S &= \text{Separación entre Correas. [m]} \end{aligned}$$

Para predimensionar se utiliza del valor obtenido de la combinación de carga mas desfavorable entre las siguientes Ecuaciones 7.1, 7.2.

El caso debe seleccionarse de acuerdo con las condiciones reales de montaje y construcción. Para ello, es necesario analizar si los extremos del elemento se encuentran empotrados, articulados, simplemente apoyados, u otra condición equivalente. Este procedimiento puede realizarse con apoyo de la Figura 7.7:

### Figura 7.7

*Momentos Maximos en las Vigas según Apoyos.*

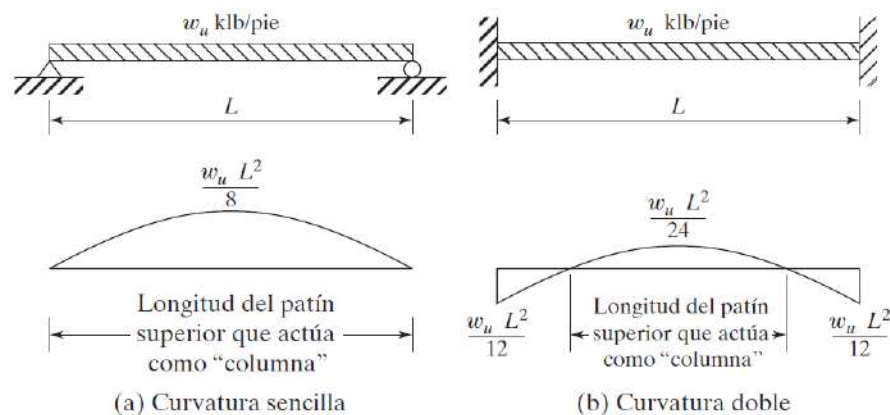


Figura 9.8

Diseño de Estructuras de Acero – McCormac/Csernak

Alfaomega

**Nota:** En la Figura se presentan los distintos casos empleados para la determinación de los momentos en vigas, considerando las condiciones de apoyo en los extremos, tales como empotramientos, articulaciones o apoyos simples (McCormack Jack, 2013).

Considerando condiciones de apoyo simplemente apoyados en las correas, se utiliza la siguiente Ecuación para determinar el Momento Máximo:

$$M_u = \frac{W_u * L_{Elemento}^2}{8} \quad (7.24)$$

Considerando condiciones de apoyo simplemente apoyados en las vigas para un portico de Nave Industrial, se utiliza la siguiente Ecuación para determinar el Momento Máximo:

$$M_u = \frac{W_u * L_{Elemento}^2}{12} \quad (7.25)$$

donde:

- $W_u$  = Carga de Combinación mas Desfavorable.  $[kgf/m]$
- $L_{Correa}$  = Longitud del Elemento a Calcular.  $[m]$
- $M_u$  = Momento Maximo para el Predimensionado.  $[m]$

En el procedimiento de predimensionado estructural se debe cumplir con los criterios establecidos por la AISC (American Institute of Steel Construction), aplicando el Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD, Load and Resistance Factor Design). Este enfoque garantiza que la resistencia nominal de los elementos, reducida por los factores de seguridad correspondientes, sea mayor o igual a los efectos de las cargas factorizadas consideradas en el análisis:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (7.26)$$

De la Ecuación 7.25, se determina el Módulo de Sección Plástico  $Z_x$  para hallar la sección mas adecuada para la correa.

$$M_u \leq \phi * Z_x * Fy_{AceroA36} \quad (7.27)$$

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi * Fy_{AceroA36}} \quad (7.28)$$

Una vez determinado el perfil adecuado a partir del módulo de sección plástico calculado, se procede a recalcular considerando el peso propio del perfil seleccionado, con el fin

de iterar el proceso y obtener un valor más representativo y ajustado a la realidad estructural. Este peso se suma a la Carga Muerta utilizada para la Combinación desfavorable de cálculo.

■ **Predimensionado de Columnas de Nave:**












Para poder escoger una sección de perfil predimensionado para la columna, se deberá limitar una relación de esbeltez a 200, por lo que:

$$\lambda = \frac{k * L_{Elemento}}{r_{InerciaDebil}} < 200 \quad (7.29)$$

El valor de K se selecciona utilizando la Figura 7.8

**Figura 7.8**

*Coefficientes de Longitud Efectiva.*

<p align="center"><b>TABLE C-A-7.1</b>  <b>Approximate Values of Effective</b>  <b>Length Factor, <math>K</math></b></p>						
<p>Buckled shape of column is shown by dashed line</p>	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Theoretical $K$ value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code	 <p>  Rotation fixed and translation fixed   Rotation free and translation fixed   Rotation fixed and translation free   Rotation free and translation free                 </p>					

**Nota:** En la Figura se observan los distintos Factores de Longitud Efectiva considerando los casos de condiciones de apoyos en las columnas.

Se calcula el radio de giro con la Ecuación 7.30

$$r = \frac{k * L_{Elemento}}{200} \tag{7.30}$$

Una vez determinado el radio de giro, se selecciona un perfil que satisfaga el requisito correspondiente en el eje débil, dado que este resulta crítico para la verificación del estado límite de pandeo.

■ **Predimensionado de Arriostres Laterales de Nave:**

Para el predimensionado de los arriostres, se toma en cuenta el criterio de esbeltez,

tomando en cuenta que la acción sísmica no es la que predomina en este tipo de diseño, se debe identificar el sistema estructural. Según AISC 360-16, Cap. E y Sección E3-1, la esbeltez del elemento a compresión debe mantenerse dentro de límites admisibles.

Lo ideal para arriostres es mantener  $\lambda < 150$  para mayor rigidez lateral. Para este predimensionado se sigue el procedimiento previo con la utilización de las Ecuaciones 7.29 y 7.30.

### 7.2.6. Cálculo de Secciones en la Estructura del Puente Grúa:

Para el predimensionado de la estructura adecuada para el Puente Grúa, se utiliza la Guía de Diseño 07 de la AISC y el CMAA 70.

- **Predimensionado de Vigas Carrileras:**

- **Criterio de Diseño (Momento de Diseño):**

Para hallar el Momento Máximo de Diseño para la Carga Vertical se consideran las dos siguientes Ecuaciones (AISC, 2019b):

$$M_{maxV} = \frac{P_{vu}}{2 * L} * (L - \frac{S}{2})^2 \quad (7.31)$$

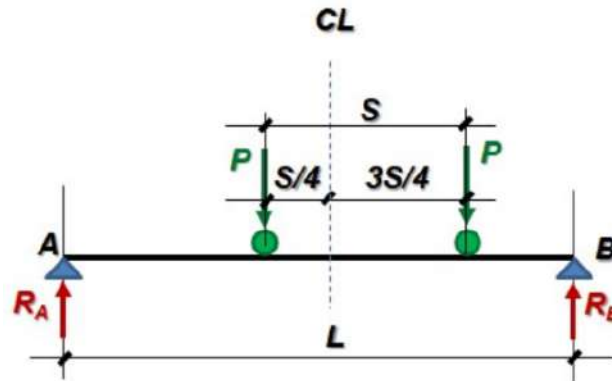
$$M_{ux} = M_{maxV} + \frac{q_u * L^2}{8} \quad (7.32)$$

donde:

$P_{vu}$	=	Carga Vertical de Impacto por Rueda. [kgf]
$L$	=	Longitud del Tramo de la Viga Carrilera necesaria. [m]
$S$	=	Separación entre Ruedas. [m]
$M_{maxV}$	=	Momento Maximo en la sección entre ruedas. [tonnef * m]
$q_u$	=	Carga uniformemente distribuida sobre la viga. [kgf/m]
$M_{ux}$	=	Momento Maximo en la sección total de la Viga Carrilera. [tonnef * m]

**Figura 7.9**

*Momento Máximo para Carga Vertical - Puente Grúa.*



**Nota:** En la Figura se observan las ubicaciones críticas para el Momento Máximo (AISC, 2019b).

Así mismo se debe determinar el Momento Máximo para la Carga Lateral con ayuda de la Ecuación 7.33:

$$M_{uy} = \frac{P_{tu}}{2 * L} * \left(L - \frac{S}{2}\right)^2 \quad (7.33)$$

**Criterio de Diseño (Corte de Diseño):**

Posterior se halla la Reacción Máxima de Corte de Diseño considerando las ubicaciones críticas descritas en (AISC, 2019b). Con apoyo de las Ecuaciones 7.34 y 7.35 se determinan las reacciones en los apoyos.

$$R_{qu} = \frac{q_u * L}{2} \quad (7.34)$$

$$R_{max} = P_{vu} * \left(2 - \frac{S}{L}\right) \quad (7.35)$$

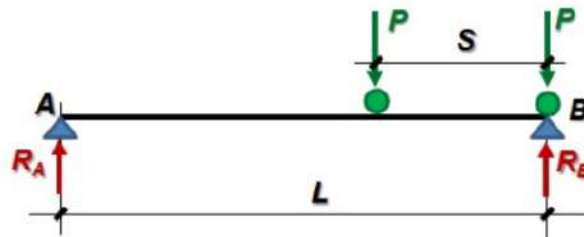
$$R_u = R_{qu} + R_{max} \quad (7.36)$$

donde:

- $R_{qu}$  = Reacción para Carga Distribuida. [kgf]
- $R_{max}$  = Reacción Máxima para Cargas Puntuales. [tonnef]
- $R_u$  = Reacción de Diseño. [tonnef]

**Figura 7.10**

*Corte Maximo - Puente Grúa.*



**Nota:** En la Figura se observan las ubicaciones críticas para el Corte Máximo (AISC, 2019b).

**Criterio de Diseño (Deflexión Máxima):**

Se requiere verificar la Deflexión Máxima o Flecha. Para esta verificación, se debe apoyar con las siguientes Ecuaciones:

$$\Delta_{v1} = \frac{P_{vs} * a}{24 * E * I_x} * (3 * L^2 - 4 * S^2) \tag{7.37}$$

$$\Delta_{v1} = \frac{P_{vs} * a}{24 * E * I_x} * (3 * L^2 - 4 * a^2) \tag{7.38}$$

$$\Delta_{v2} = \frac{5}{384} * \frac{q_s * L^4}{E * I_x} \tag{7.39}$$

$$\Delta_v = \Delta_{v1} + \Delta_{v2} \tag{7.40}$$

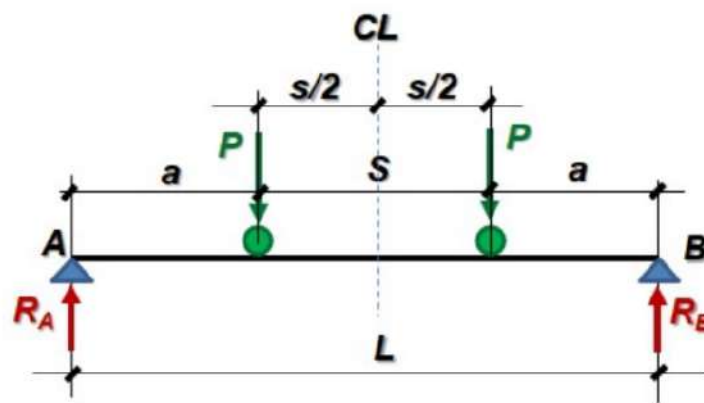
$$\Delta_h = \frac{P_{ts} * a}{24 * E * I_y} * (3 * L^2 - 4 * a^2) \tag{7.41}$$

donde:

- $\Delta_{v1}$  = Deflexión para Dos Cargas Puntuales Centradas en un Vano. [mm]  
 $\Delta_{v2}$  = Deflexión para Una Cargas Uniformemente Distribuida. [mm]  
 $\Delta_v$  = Deflexión Máxima en Viga Carrilera en Eje Fuerte. [mm]  
 $\Delta_h$  = Deflexión Máxima en Viga Carrilera en Eje Debil. [mm]

**Figura 7.11**

*Deflexión Maxima - Puente Grua.*



**Nota:** En la Figura se observa la posición de las ruedas de la grúa ubicadas en el centro para originar la máxima deflexión (AISC, 2019b).

- La deflexión máxima vertical no debe exceder  $\Delta_v < 600$ .
- La deflexión máxima horizontal no debe exceder  $\Delta_h < 400$ .

En caso que alguno de estos llegue a no cumplir, se debe incrementar la sección del perfil

#### **Criterio de Diseño (Revisión de Pandeo Local):**

Para la verificación del **pandeo local**, las alas y el alma de la viga deben clasificarse como miembros compactos, de acuerdo con los criterios establecidos en la norma ANSI/AISC 360-16.

El cumplimiento de esta condición garantiza que los elementos puedan desarrollar plenamente su resistencia plástica sin presentar inestabilidades locales prematuras.

Suponiendo la viga carrilera como una columna, se revisa la esbeltez de las alas y el alma de la columna a fin de determinar si su sección es compacta y saber si la misma puede desarrollar su momento plástico.

Se debe cumplir la condición estipulado en la Ecuación 7.42:

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.42)$$

Con apoyo de la Ecuación 7.43, se determina la esbeltez en las alas del perfil:

$$\lambda_{ala} = \frac{b_f}{2 * t_f} \quad (7.43)$$

En caso de cumplir la Ecuación 7.42, el elemento se clasifica como compacto. De no cumplirse esta condición, se deberá incrementar la sección del perfil estructural o, en su defecto, incorporar refuerzos locales que garanticen el adecuado comportamiento frente al pandeo local.

Posteriormente, se realiza el chequeo en el Alma del perfil. Para esta verificación se debe cumplir la condición estipulada en la Ecuación 7.44:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.44)$$

Con apoyo de la Ecuación 7.45, se determina la esbeltez en el alma del perfil:

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} \quad (7.45)$$

donde:

- $b_f$  = Ancho de las Alas. [mm]
- $t_f$  = Espesor de las Alas. [mm]
- $h$  = Altura libre del Alma (Restando los espesores de alas y curvatura). [mm]
- $t_w$  = Espesor del Alma. [mm]

En caso de cumplir la Ecuación 7.44, el elemento se clasifica como compacto. De no cumplirse esta condición, se deberá incrementar la sección del perfil estructural o, en su

defecto, incorporar refuerzos locales que garanticen el adecuado comportamiento frente al pandeo local.

Se continúa con la verificación de la resistencia a la flexión de perfiles compactos.

La longitud característica se determina como la longitud no arriostrada del perfil:

$$L_b = L \quad (7.46)$$

Se deberá escoger un valor conservador para el coeficiente de Flexión:

$$C_b = 1$$

La constante para el cálculo de la longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico depende de la geometría del elemento.

$C = 1$ ; Para Elementos tipo I, W y H.

$$C = \frac{h_o}{2} * \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}; \text{ Para Elementos tipo Canal}$$

La longitud límite de comportamiento plástico se deberá determinar con la Ecuación 7.47:

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.47)$$

Para las secciones tipo I, se calcula el radio de giro con la siguiente Ecuación:

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y * h_o}{2 * S_x}} \quad (7.48)$$

Con el valor antes determinado, se procede calculando la Longitud Límite del Comportamiento Lateral Torsional Inelástico con apoyo de la Ecuación 7.49:

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(0.70 * \frac{F_y}{E}\right)^2}} \quad (7.49)$$

Se realiza el cálculo del Momento Plástico, el Momento Resistente Correspondiente al Límite del Comportamiento del Pandeo Lateral Torsional Inelástico y la Tensión Crítica del perfil. Para esto se utilizan las Ecuaciones 7.50, 7.51 y 7.52.

$$M_p = Z_x * F_y \quad (7.50)$$

$$M_r = 0.70 * S_x * F_y \quad (7.51)$$

$$F_{cr} = C_b * \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J * c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (7.52)$$

donde:

- $F_y$  = Esfuerzo de Fluencia del Material. [ $kgf/cm^2$ ]
- $E$  = Módulo de Elasticidad del Acero. [ $kgf/cm^2$ ]
- $r_x$  = Radio de Giro en X. [ $cm$ ]
- $r_y$  = Radio de Giro en Y. [ $cm$ ]
- $L_b$  = Longitud Característica del Perfil. [ $mm$ ]
- $C_b$  = Coeficiente de Flexión.
- $L_p$  = Longitud Límite de Comportamiento Plástico. [ $mm$ ]
- $h_o$  = Distancia entre centroides de las Alas. [ $mm$ ]
- $S_x$  = Módulo Elástico. [ $cm^3$ ]
- $Z_x$  = Módulo Plástico. [ $cm^3$ ]
- $J$  = Constante de Saint Venant. [ $cm^4$ ]
- $c$  = Constante C que depende de la geometría del perfil.

Ahora se deben validar los tres siguientes casos:

**Caso 1: Miembros con Adecuado Soporte Lateral**  $L_b \leq L_r$

Se define al Momento Resistente como:

$$M_{n1} = M_p \quad (7.53)$$

**Caso 2a: Miembros con Inadecuado Soporte Lateral PLT Inelástico**  $L_p < L_b \leq L_r$

Se define al Momento Resistente como:

$$M_{n2a} = C_b * (M_p - (M_p - 0.7 * S_x * F_y * \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p})) \quad (7.54)$$

$$M_{n2} = \text{minimo}(M_{n2a}, M_p) \quad (7.55)$$

**Caso 3: Miembros con Inadecuado Soporte Lateral PLT Elástico  $L_b > L_r$**

Se define al Momento Resistente como:

$$M_{n3a} = S_x * F_{cr} \quad (7.56)$$

$$M_{n3} = \text{minimo}(M_{n3a}, M_p) \quad (7.57)$$

La resistencia a la flexión es la que domina el diseño:

$$M_{nx} = \text{minimo}(M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) \quad (7.58)$$

donde:

$$M_{nx} = \text{Momento Plástico en el Eje Mayor. [tonnef * m]}$$

Para determinar la resistencia nominal a la Flexión en el Eje Mayor este ultimo valor se debe multiplicar por el Factor de Minoración por Flexión según el Método de Diseño LRFD estipulado en la AISC.

$$\phi = 0.90$$

Para determinar la resistencia a la Flexión en el Eje Debil, se debe apoyar con las Ecuaciones 7.59 y 7.60.

$$Z_t = \frac{(b_f)^2 - t_f}{4} \quad (7.59)$$

$$M_{ny} = Z_t * F_y \quad (7.60)$$

donde:

$Z_t$  = Módulo Plástico para el Ala Superior donde la Carga se Aplica. [ $cm^3$ ]  
 $M_{ny}$  = Momento Plástico en el Eje Menor. [ $tonnef * m$ ]

Para determinar la resistencia nominal a la Flexión en el Eje Menor este ultimo valor se debe multiplicar por el Factor de Minoración por Flexión según el Método de Diseño LRFD estipulado en la AISC.

$$\phi = 0.90$$

Por último para hallar la resistencia por flexión Bi-Axial, se debe verificar el cumplimiento del criterio estipulado en la Ecuación 7.61:

$$\frac{M_{ux}}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi * M_{ny}} \leq 1 \quad (7.61)$$

#### **Criterio de Diseño (Revisión por Corte en la Viga):**

Para realizar la revisión por corte en la viga, se plantea obtener el valor de  $C_V$ , para ello se requiere revisar la esbeltez del alma con la siguiente Ecuación:

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} \quad (7.62)$$

donde:

$\lambda_{alma}$  = Esbeltez del Alma del Perfil  
 $h$  = Altura del Alma de la Viga. [ $mm$ ]  
 $t_w$  = Espesor del Alma de la Viga. [ $mm$ ]

Posterior, se debe verificar que condición se cumple en relación a la esbeltez del alma para conocer el valor de  $C_V$ . Para esto se debe apoyar con las siguientes Ecuaciones 7.63 y 7.64:

$$C_V = \lambda_{alma} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{K_V * E}{F_y}} = 1 \quad (7.63)$$

$$C_V = \lambda_{alma} \geq 1.10 * \sqrt{\frac{K_V * E}{F_y}} = 1.10 * \frac{\sqrt{\frac{K_V * E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (7.64)$$

donde:

$K_V$  = Coeficiente para perfiles Doble T

Luego se utiliza la Ecuación 7.65, para obtener la Resistencia a Corte y se multiplica con el Factor de Reducción del LRFD para obtener la Resistencia Nominal al Corte de la Viga como se observa en la Ecuación 7.66:

$$V_t = 0.6 + C_V * A_w * F_y \quad (7.65)$$

$$\phi V_t = \phi * V_t \quad (7.66)$$

Con la reacción de corte último máximo de diseño analizado con ayuda de la Ecuación 7.36, se determina la Relación de la Demanda/Capacidad de la Viga respecto al Corte:

$$\frac{R_u}{\phi V_t} \quad (7.67)$$

**Criterio de Diseño (Revisión de Pandeo Lateral del Alma):**

Esta verificación aplica para las cargas concentradas simples de compresión aplicadas en miembros donde el movimiento lateral entre el Ala Cargada en Compresión y el Ala en Tracción no está Restringido en el punto de aplicación de la carga.

Para hallar el valor de  $C_r$  se debe apoyar con las siguientes Ecuaciones 7.68 y 7.69:

$$C_r = M_{ux} < S_x * F_y = 6.62x10^6 \quad (7.68)$$

$$C_r = M_{ux} > S_x * F_y = 3.31x10^6 \quad (7.69)$$

Luego se procede a calcular la esbeltez del perfil en relación al ala.

$$\lambda_{ala} = \frac{L}{b_f} \quad (7.70)$$

Luego se procede a calcular la esbeltez del perfil en relación al ala para la resistencia al pandeo lateral del alma:

$$R_n = \frac{\lambda_{alma}}{\lambda_{ala}} \leq 1.7 = \frac{C_r * t_w^3 * t_f}{h^2} * (0.4 * (\frac{\lambda_{alma}^3}{\lambda_{ala}})) \quad (7.71)$$

$$R_n = \frac{\lambda_{alma}}{\lambda_{ala}} > 1.7 = NoAplica \quad (7.72)$$

Luego se utiliza la Ecuación 7.73, para obtener la Resistencia Nominal al Pandeo Lateral del Alma:

$$\phi R_n = \phi * R_n \quad (7.73)$$

Con apoyo de la reacción de la Carga Vertical de Impacto por Rueda, se verifica que cumpla la resistencia al pandeo lateral del alma utilizando la Ecuación 7.74:

$$\phi R_u > P_{vu} \quad (7.74)$$

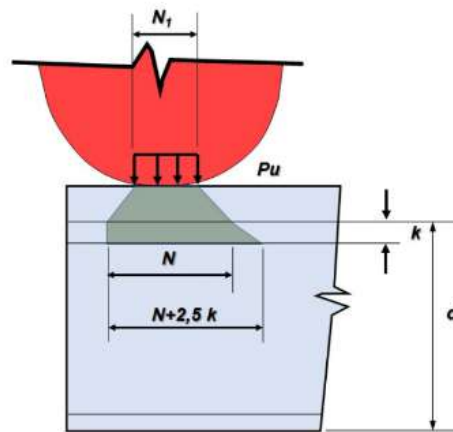
#### **Criterio de Diseño (Rigidizadores en el Apoyo):**

Con este criterio se verifica si se requiere rigidizadores en el apoyo debido a falla ante cargas concentradas.

Analizando la Figura 7.11, procedemos con la verificación del criterio de diseño:

**Figura 7.12**

*Carga Concentrada en Apoyo de Viga Carrilera.*



**Nota:** En la Figura se observan las ubicaciones críticas para las cargas concentradas en los apoyos de las vigas carrileras (AISC, 2019b).

- Cedencia en el Alma

Primero se analiza la Resistencia a la Cedencia en el Alma de la Viga. Para esto se desarrollan las siguientes Ecuaciones:

$$R_{V1} = F_y * t_w * (2.5 * k * N) \quad (7.75)$$

$$N = N_1 + 2.5 * H_r \quad (7.76)$$

$$\phi R_{V1} = \phi * R_{V1} \quad (7.77)$$

donde:

- $N_1$  = Longitud de la Aplicación de la Carga de la Rueda sobre la Riel [mm]
- $H_r$  = Altura del Riel [mm]
- $N$  = Longitud de Influencia de la Carga de la Rueda sobre la Riel [mm]
- $k$  = Espesor del ala mas la curvatura [mm]
- $\phi$  = 1

- Aplastamiento del Alma

Segundo se analiza la Resistencia al Aplastamiento del Alma. Se debe considerar las dos condiciones estipuladas en las Ecuaciones 7.78 y 7.79:

$$R_{V2} = \frac{N}{d} < 0.2 = 0.4 * t_w^2 * (1 + 3 * \frac{N}{d} * (\frac{t_w}{t_f})^{1.5}) * \sqrt{\frac{E * F_y * t_f}{t_f}} \quad (7.78)$$

$$R_{V2} = \frac{N}{d} > 0.2 = 0.4 * t_w^2 * (1 + (\frac{4 * N}{d} - 0.2) * (\frac{t_w}{t_f})^{1.5}) * \sqrt{\frac{E * F_y * t_f}{t_f}} \quad (7.79)$$

$$\phi R_{V2} = \phi * R_{V2} \quad (7.80)$$

- Resistencia Mínima de la Viga ante Cargas Laterales

Por ultimo, se verifica la Restencia Mínima de la Viga ante cargas laterales. Para conocer la relación demanda capacidad se procede con la siguiente Ecuación:

$$\frac{R_{max}}{\phi R_{Vmin}} \quad (7.81)$$

### **Criterio de Diseño (Revisión para Fatiga):**

Se debe verificar la Fatiga ya que el desplazamiento del carro y el puente producen variaciones de Tensiones. Se debe verificar la situación del Ala Inferior a Tracción.

- La Maxima Solicitación de Servicio:

El momento máximo generado por las cargas puntuales en situación de servicio se calculan con la siguiente Ecuación:

$$M_{sv} = \frac{P_{vs}}{2 * L} * (L - \frac{S}{2})^2 \quad (7.82)$$

El siguiente momento es el correspondiente al puente grúa en otro tramo de la viga carrilera.

$$M_{sxmax} = M_{sv} + \frac{q_s * L^2}{8} \quad (7.83)$$

- La Mínima Solicitación de Servicio:

El momento mínimo generado por las cargas puntuales en situación de servicio se determina con la Ecuación 7.84

$$M_{sxmin} = \frac{q_s * L^2}{8} \quad (7.84)$$

- Rango de Variación de Momentos:

El rango de variación entre momentos máximos y mínimos se halla mediante:

$$\Delta M = M_{sxmax} - M_{sxmin} \quad (7.85)$$

- Rango de Variación de Tensiones bajo Cargas de Servicio:

Para conocer las tensiones ocurridas en el Ala Inferior de la Viga se debe apoyar con la Ecuación 7.86

$$\Delta F_{ala} = \frac{\Delta M}{S_x} \quad (7.86)$$

Posterior se debe conocer el rango de tensión de diseño:

$$F_{sr} = \left( \frac{C_f * 329}{N} \right)^{1/3} \quad (7.87)$$

donde:

$N$  = Numero de Ciclos de Uso durante el Tiempo de Vida Útil de la Estructura

$C_t$  = Categoría de Tensión según la Tabla A-3.1 del AISC - 360.

$C_f$  = Constante del metal base según la Tabla A-3.1 del AISC - 360.

$F_{ht}$  = Máximo Rango de Tensión para la Vida de Diseño según la Taabla A-3.1 del AISC - 360.

Si la condición en la Ecuación 7.88 se cumple, se debe verificar la condición de Fatiga.

$$F_{sr} > F_{ht} \quad (7.88)$$

- Verificación de Fatiga:

Para que se valide y cumpla la condición de fatia, el rango de tensiones en el Ala tiene que ser menor al rango de tensión de diseño. Para eso utilizamos la siguiente condición para comprobar:

$$\frac{\Delta F_{ala}}{F_{sr}} < 1 \quad (7.89)$$

### Reacciones transmitidas al Pórtico, Ménsulas o a la Columna:

Para hallar las reacciones que se transmitirán hacia los elementos que sostienen a la viga carrilera, se debe apoyar con las siguientes Ecuaciones:

$$P_{maxvar} = P_{max} - P_{pg} \quad (7.90)$$

donde:

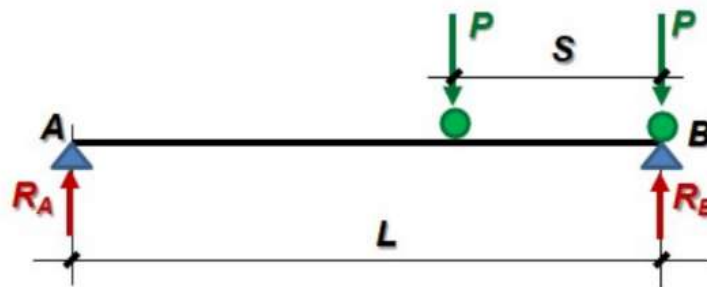
$$P_{maxvar} = \text{Carga Máxima por rueda sin el peso del puente grúa.}$$

Se resta la carga  $P_{pg}$  porque el peso del Puente Grúa es Carga Muerta, y el carro, polipastos y carga a levantar se consideran CV.

La reacción máxima ocurre cuando una de las ruedas del puente grúa se encuentra ubicada sobre uno de los apoyos como se indica en la Figura 7.13

**Figura 7.13**

*Reaccion Maxima del Puente Grúa.*



**Nota:** En la Figura se observan las reacciones máximas en los apoyos de las vigas carrileras (AISC, 2019b).

Por ende se calculan las reacciones maximas transmitidas a los elementos de soporte de la viga carrilera.

La reacción transmitida por la carga variable máxima en las dos ruedas del puente grúa:

$$R_{maxvar} = P_{maxvar} * \left(2 - \frac{S}{L}\right) \quad (7.91)$$

La reacción transmitida por la carga permanente máxima en las dos ruedas del puente grúa:

$$R_{maxpp} = P_{pg} * \left(2 - \frac{S}{L}\right) + \frac{q_s * L}{2} \quad (7.92)$$

La reacción lateral en cada lado del puente grúa:

$$R_{latvar} = \frac{CV_{TransversalPGrúa}}{2} \quad (7.93)$$

- **Predimensionado de Vigas de Amarre de Estructura de Puente Grúa:**

Para predimensionar las vigas de amarre del Puente Grúa se sigue el mismo procedimiento descrito para la Nave Industrial. Se deberá basar en las Ecuaciones 7.22, 7.23, 7.24, 7.26, 7.27, 7.28.

- **Predimensionado de Columnas de Estructura de Puente Grúa:**

**Método 1: Criterio de Radio de Giro**

Para el predimensionado de la columna en la estructura del puente grúa, se emplea en primera instancia la Ecuación 7.29, previamente descrita, con el fin de determinar la relación de esbeltez.

Una vez obtenida dicha relación, se procede al cálculo del radio de giro mediante la Ecuación 7.30, lo que permite seleccionar el perfil estructural que satisfaga este requisito.

**Método 2: Criterio de Carga Axial a Compresión Pura - LRFD (Área Gruesa)**

De manera alternativa, existe otro procedimiento de predimensionado basado en la resistencia a la compresión, conforme a lo establecido en la AISC 360-16. Este método inicia con la identificación de la columna en la posición más desfavorable, es decir, aquella que está sometida a la mayor carga axial.

Posteriormente, se determina el ancho colaborante o área tributaria correspondiente a dicha columna. En este enfoque, el predimensionado se realiza considerando el pandeo, por lo que resulta indispensable estimar la carga que actuará sobre el elemento.

Se debe considerar el peso propio de las vigas de carga, vigas de amarre y correas.

Por ende la carga muerta en la columna se determina con la siguiente Ecuación:

$$W_{DColumna} = R_{maxpp} + PP_{HEB500} \quad (7.94)$$

Para determinar la carga viva en la columna se utiliza la Ecuación 7.95:

$$W_{LColumna} = R_{maxvar} + R_{latvar} \quad (7.95)$$

Para predimensionar se utiliza del valor obtenido de la combinación de carga mas desfavorable entre las siguientes Ecuaciones 7.1 y 7.2.

La AISC estipula que para un elemento sometido a compresión pura se debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (7.96)$$

$$\phi F_{cr} * A_g \geq P_u \quad (7.97)$$

donde:

- $P_u$  = Carga Mayorada mas Desfavorable ( $kgf$ ).
- $F_{cr}$  = Esfuerzo Crítico de la Columna ( $kgf/cm^2$ ).
- $A_g$  = Área Gruesa ( $cm^2$ ).

De las Ecuaciones 7.96 y 7.97, se despeja la Ecuación 7.98 el cual desarrolla el valor del Área Gruesa requerida.

$$A_g = \frac{P_u}{\phi F_{cr}} \quad (7.98)$$

A continuación, se selecciona un perfil cuya área bruta cumpla con el valor previamente calculado.

Una vez elegido el perfil que satisfaga los requerimientos establecidos, se procede a verificar el criterio de esbeltez mediante la Ecuación 7.29, considerando las condiciones de apoyo en los extremos según lo indicado en la Figura 7.6.

En caso de que el perfil no cumpla con el criterio de esbeltez, se deberá iterar con una sección de mayor capacidad hasta alcanzar el cumplimiento de las exigencias normativas.

Una vez verificada la esbeltez del elemento estructural, se procede al predimensionamiento empleando como criterio el área bruta ( $A_g$ ), correspondiente a la superficie total de la sección transversal del perfil. Este parámetro constituye la base para estimar la capacidad resistente inicial frente a cargas axiales.

En caso de que el perfil seleccionado no satisfaga los requisitos de resistencia establecidos por las combinaciones de carga según el método LRFD, será necesario incrementar progresivamente la sección hasta alcanzar el nivel de desempeño estructural exigido.

Se procede a calcular el Esfuerzo Crítico de Pandeo:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K*L}{r_y}\right)^2} \quad (7.99)$$

donde:

$$F_e = \text{Esfuerzo Crítico de Pandeo (kgf/cm}^2\text{)}.$$

La AISC 360-16 estipula las siguientes condiciones:

$$F_{cr} = \frac{F_e}{F_y} > 2.25 = (0.658 \frac{F_y}{F_e}) * F_y \quad (7.100)$$

$$F_{cr} = \frac{F_e}{F_y} \leq 2.25 = (0.877 * F_e) \quad (7.101)$$

De acuerdo con la especificación, el siguiente criterio debe cumplirse para la verificación del Criterio de Rigidez.

En caso de que el perfil no satisfaga dicha condición, se deberá iterar con secciones de mayor tamaño o, alternativamente, aumentar la rigidez del elemento mediante la incorporación de rigidizadores.

$$\phi P_n \geq P_u \quad (7.102)$$

## 7.2.7. Cálculo de Secciones en la Estructura de la Oficina Gerencial:

### ■ Predimensionado de Correas de Oficina:

Estas correas se predimensionan por momento máximo, es necesario estimar la carga a utilizar en la correa, para ello nuestro ancho tributario es 1.25 metros, por lo que llevaremos la carga a carga por metro lineal para poder plantear el procedimiento.

El procedimiento es similar a las antes descritas para las vigas de la Nave Industrial y Puente Grúa. Cabe tener en cuenta la Figura 7.6 para determinar la ecuación para determinar el Momento Máximo adecuado.

Se utilizan las Ecuaciones 7.22, 7.23, 7.24, 7.26, 7.27 y 7.28.

### ■ Predimensionado de Vigas de Carga de la Oficina:

Para el predimensionamiento de las vigas de carga, es necesario conocer la carga transmitida sobre ellas. Dado que estas vigas soportarán las correas simplemente apoyadas, estarán sometidas a varias cargas puntuales distribuidas a lo largo de su longitud, por lo que resulta indispensable determinar las fuerzas cortantes en los apoyos.

En la Viga de Carga actuarán únicamente las cargas transmitidas por las correas. En cambio, las Correas de Amarre, ubicadas en el perímetro, transferirán directamente sus cargas a las columnas.

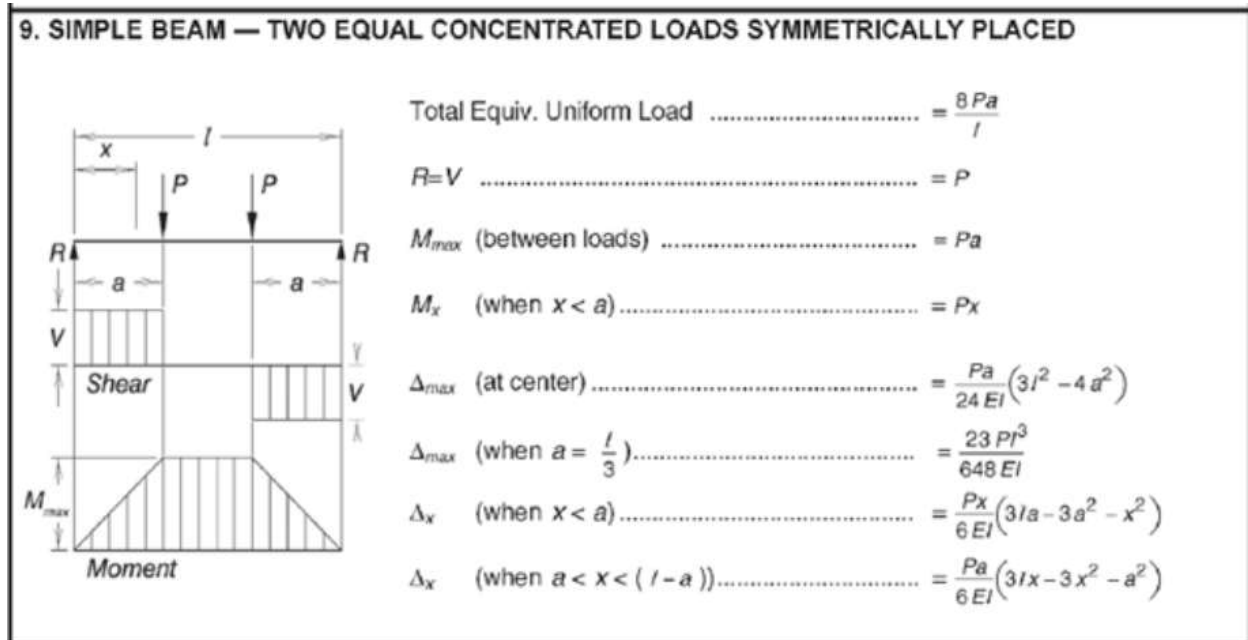
Asimismo, debe determinarse el ancho tributario de cada viga. Este corresponde a la distancia perpendicular de losa que transfiere carga a la viga, y se obtiene dividiendo el área de la losa entre las vigas adyacentes. Dicho ancho permite calcular la carga distribuida que soporta la viga, multiplicando la presión de carga por el ancho tributario. En sistemas unidireccionales, se considera la mitad de la distancia hacia las vigas vecinas.

Al tener 2 correas apoyadas en el intermedio sobre la viga de carga en una luz de 3.75 metros, se tendrán 2 cargas puntuales, aplicadas uniformemente cada 1.25 metros.

Debido a este caso, se apoya con la Figura 7.14

**Figura 7.14**

*Momento Máximo para Cargas Puntuales sobre Viga.*



**Nota:** En la Figura se observan las reacciones máximas para un caso de dos cargas concentradas simétricamente en una viga (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024).

Una vez identificado el caso correspondiente a las cargas sobre la viga, se procede a calcular el Momento Máximo en el elemento.

$$M_{max} = P * a \tag{7.103}$$

donde:

- $M_{max}$  = Momento Máximo para viga con dos Cargas Concentradas Simétricas ( $kgf * m$ ).
- $P$  = Carga Concentrada sobre Viga ( $kgf$ ).
- $a$  = Distancia desde el Extremo hasta la Carga Concentrada ( $m$ ).

Una vez identificado el Momento máximo, se procede con las Ecuaciones 7.26, 7.27 y 7.28.

Por último, una vez determinado el perfil adecuado a partir del módulo de sección plástico calculado, se procede a recalcular incorporando el peso propio del perfil seleccionado, con el fin de iterar el proceso y obtener un valor más representativo y ajustado a la realidad estructural.

Este peso propio se adiciona a la Carga Muerta considerada en la combinación de carga más desfavorable para el cálculo.

- **Predimensionado de Columnas de Oficina:**

Para el predimensionado de las columnas, se debe conocer las cargas actuantes sobre las mismas. Una vez conocido esto, se repite el proceso descrito anteriormente con las Ecuaciones 7.94, 7.95, 7.96, 7.97, 7.98, 7.99, 7.100, 7.101 y 7.102.

- **Predimensionado de Arriostres Laterales de Oficina:**

Para el predimensionado de los arriostres, se toma en cuenta el criterio de esbeltez, tomando en cuenta que la acción sísmica no es la que predomina en este tipo de diseño, se debe identificar el sistema estructural. Según AISC 360-16, Cap. E y Sección E3-1, la esbeltez del elemento a compresión debe mantenerse dentro de límites admisibles.

Lo ideal para arriostres es mantener  $\lambda < 150$  para mayor rigidez lateral. Para este predimensionado se sigue el procedimiento previo con la utilización de las Ecuaciones 7.29 y 7.30.

### **7.3. Fase 3: Modelado Computacional:**

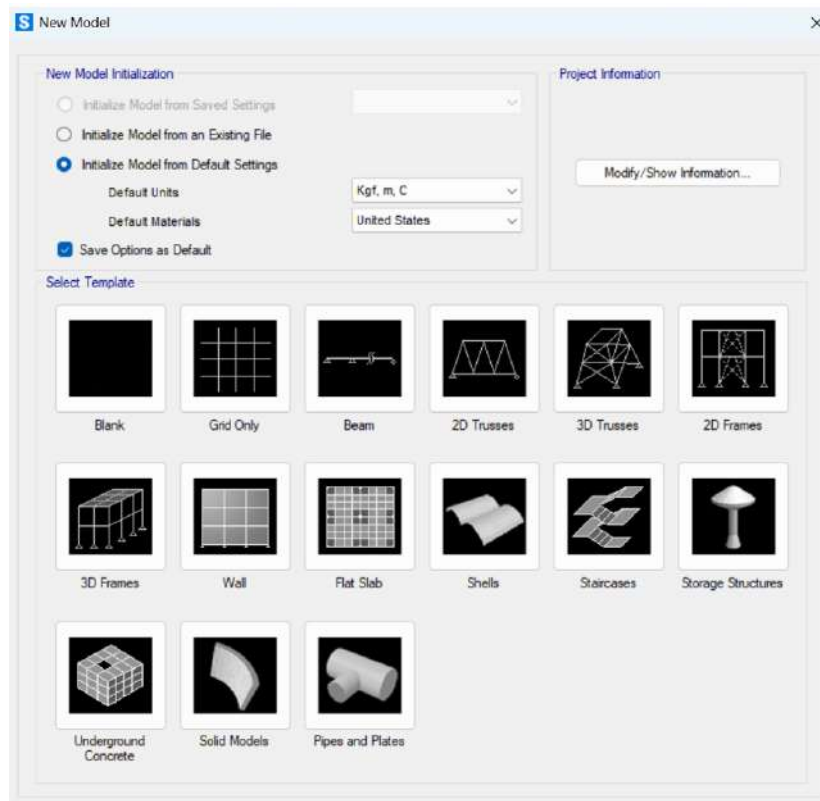
En esta fase, se detalla el Modelado Computacional realizado en el Software SAP2000 para verificar el cálculo y predimensionado estructural realizado en las fases anteriores.

#### **7.3.1. Definición de Nuevo Modelo:**

Al iniciar SAP2000, lo primero que se debe hacer es seleccionar la plantilla de modelo adecuada según el tipo de estructura que se desea desarrollar. El software ofrece diversas opciones de plantillas prediseñadas, cada una orientada a distintos tipos de análisis estructural (por ejemplo: marcos, pórticos, estructuras espaciales, entre otros). La elección correcta dependerá del enfoque del análisis que el calculista requiera, ya sea estático, dinámico, lineal o no lineal, así como del tipo de estructura (edificio, puente, torre, etc.).

## Figura 7.15

*Definición de Plantilla para Modelo Estructural - SAP2000.*

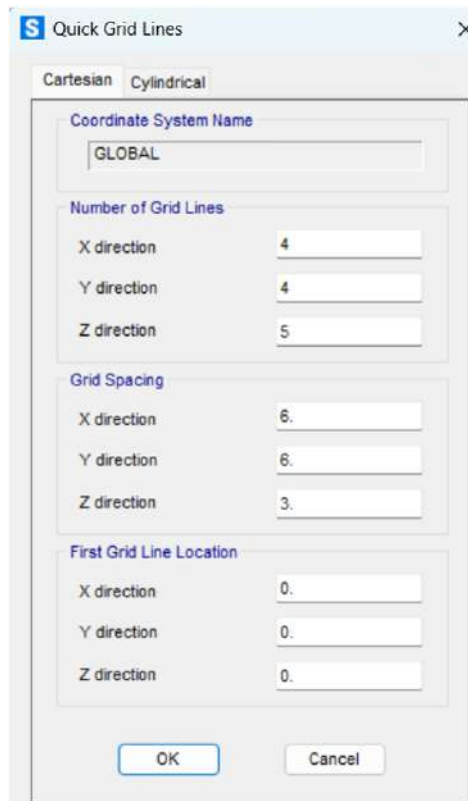


**Nota:** En la Figura se observa la interfaz de las Plantillas para el Modelado Estructural.

Una vez escogida la plantilla para el modelado, se configura la grilla. Esto se puede observar en la Figura 7.16

**Figura 7.16**

*Configuración de Grilla - SAP2000.*

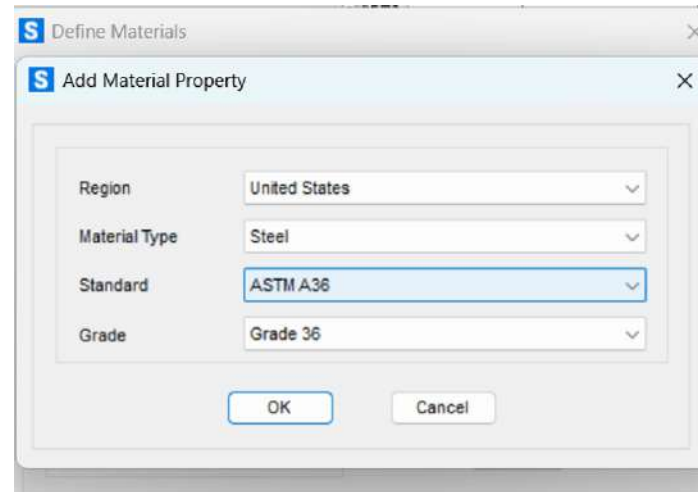


**Nota:** En la Figura se observa la interfaz de la configuración de la grilla para el Modelado Estructural.

Se procede a definir las propiedades del material.

**Figura 7.17**

*Definición de Materiales - SAP2000.*

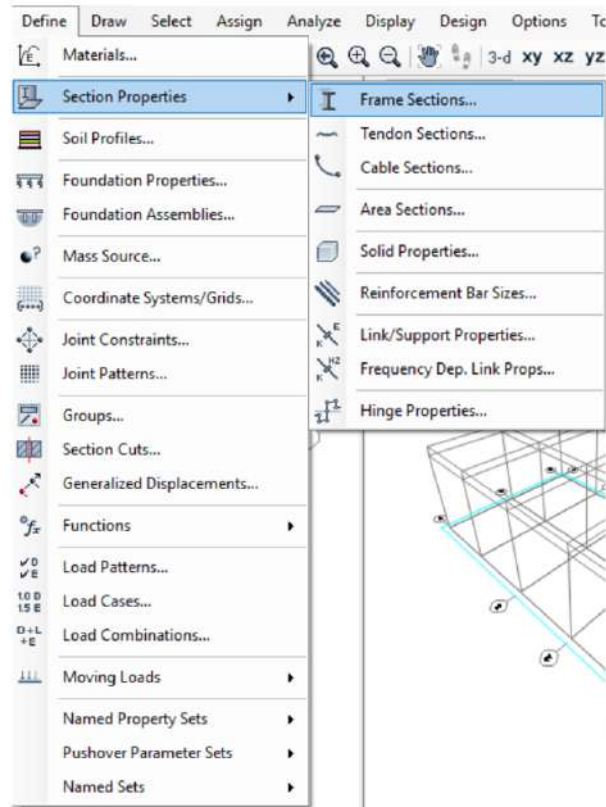


**Nota:** En la Figura se observa la interfaz para definir el material para el Modelado Estructural.

Una vez seleccionado el modelo estructural en SAP2000, se debe definir las secciones de los perfiles estructurales previamente predimensionados. Estas secciones iniciales sirven como base para el análisis estructural. Posteriormente, en función de los resultados obtenidos del análisis de combinaciones de carga, y conforme a los criterios establecidos por la norma AISC 360-16, se deberán optimizar las secciones para garantizar el cumplimiento de los requisitos de resistencia, estabilidad y eficiencia estructural. Este proceso permite ajustar las dimensiones y propiedades de los perfiles, asegurando un diseño seguro y económicamente viable.

**Figura 7.18**

*Definición de Secciones de Perfiles - SAP2000.*



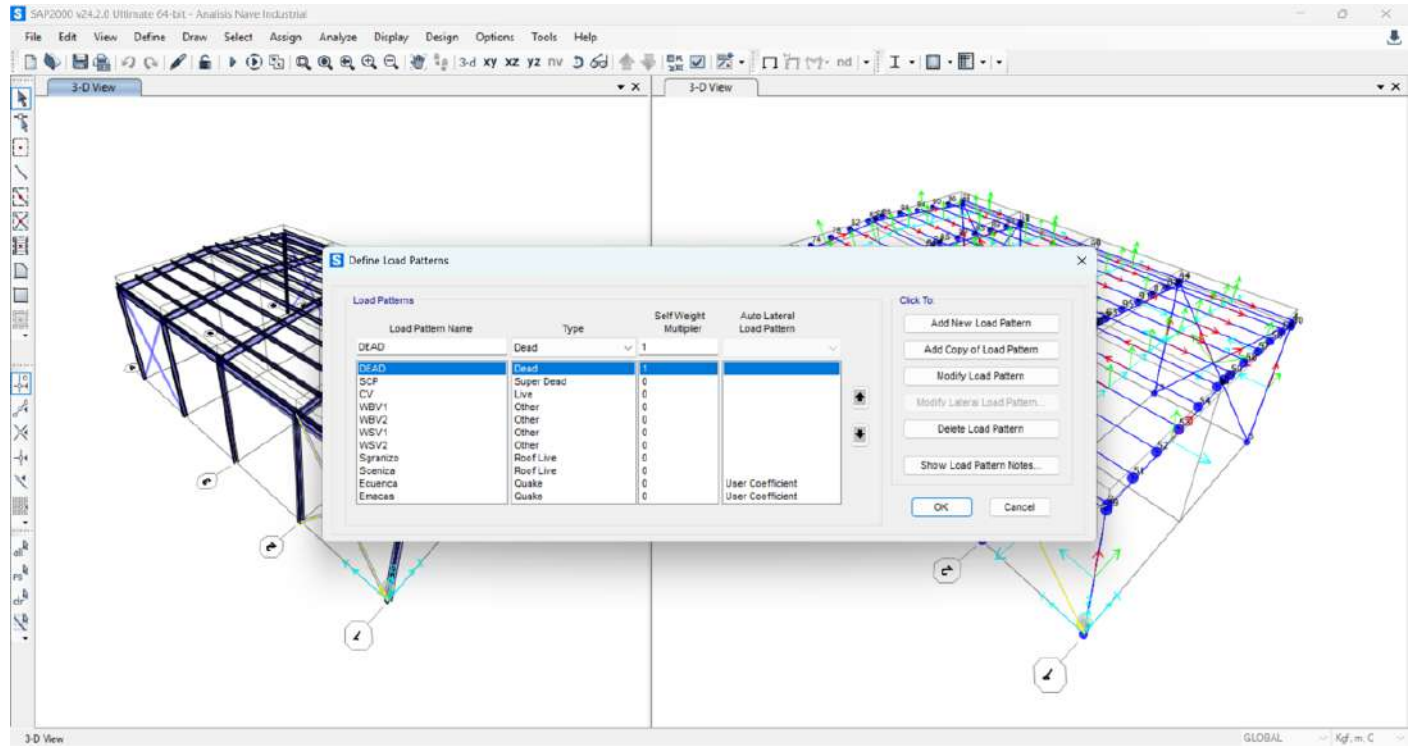
**Nota:** En la Figura se observa la interfaz para definir las secciones de los perfiles para el Modelado Estructural.

### **7.3.2. Definición de Cargas y Combinaciones de Carga en el Modelado Estructural:**

Se debe definir los patrones de carga en Nave Industrial. Obsérvese la Figura 7.19. En el caso del Puente Grúa, se define también Cargas Móviles y Caminos como se puede ver en las Figuras 7.20, 7.22 y 7.23.

**Figura 7.19**

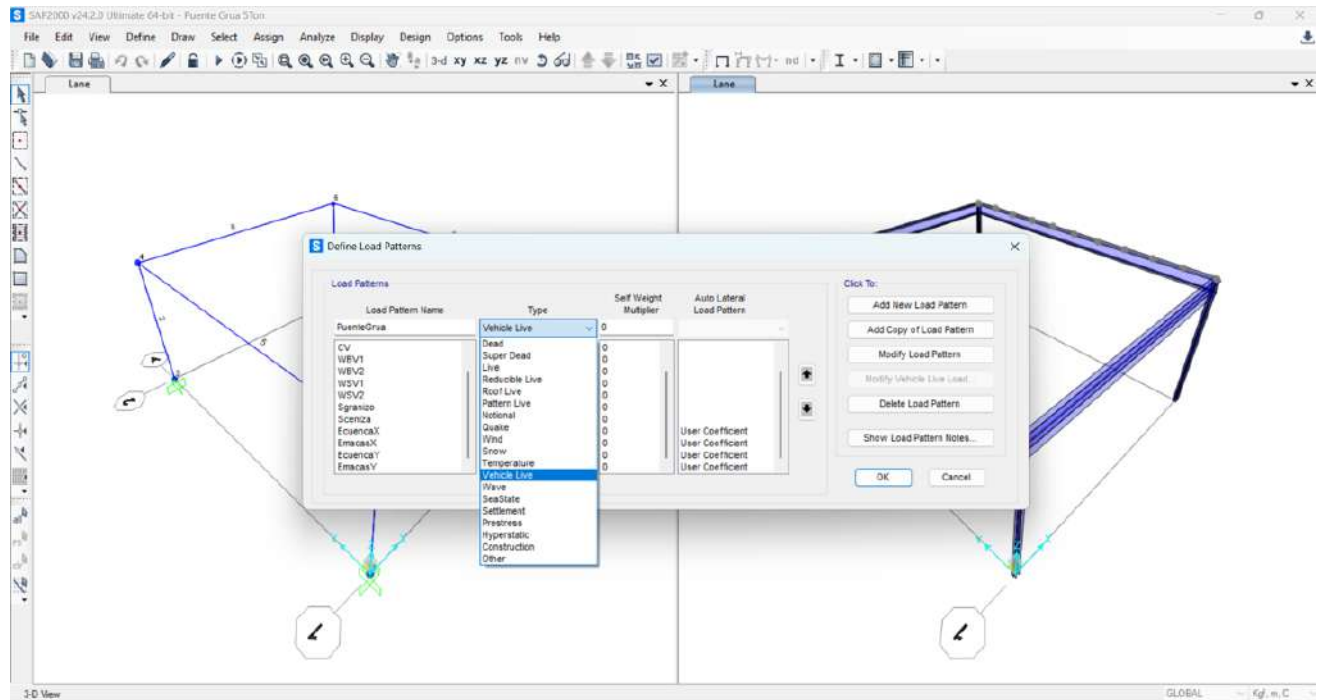
*Patrones de Carga en Nave Industrial - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de patrones de carga en la Nave Industrial.

**Figura 7.20**

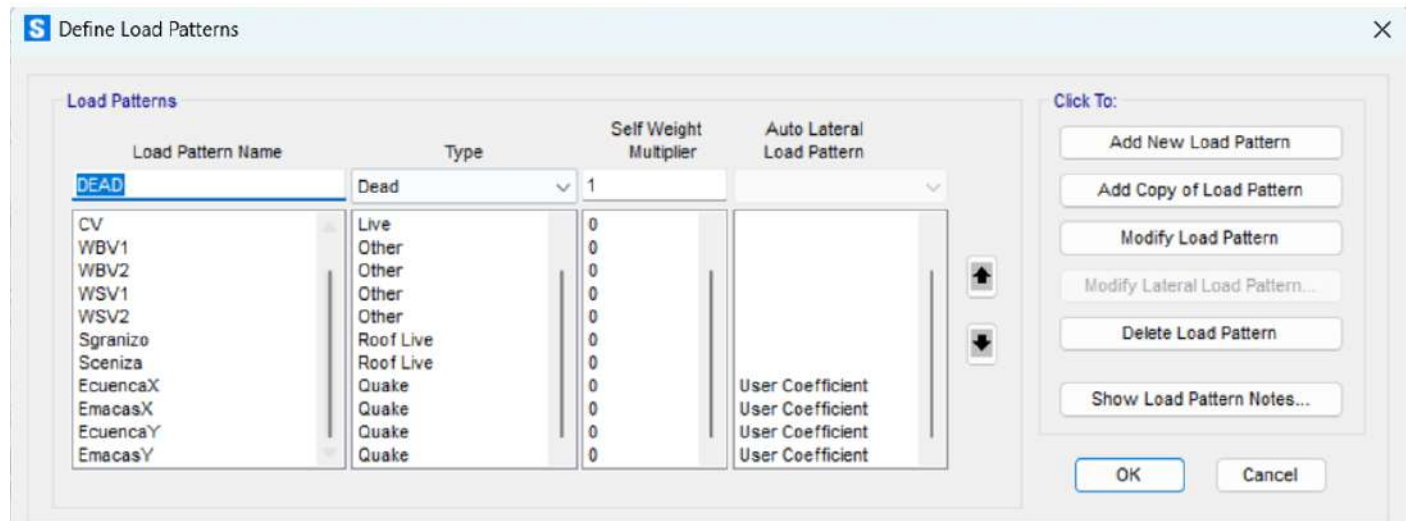
*Patrones de Carga en Puente Grúa - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de patrones de carga en el puente grúa.

**Figura 7.21**

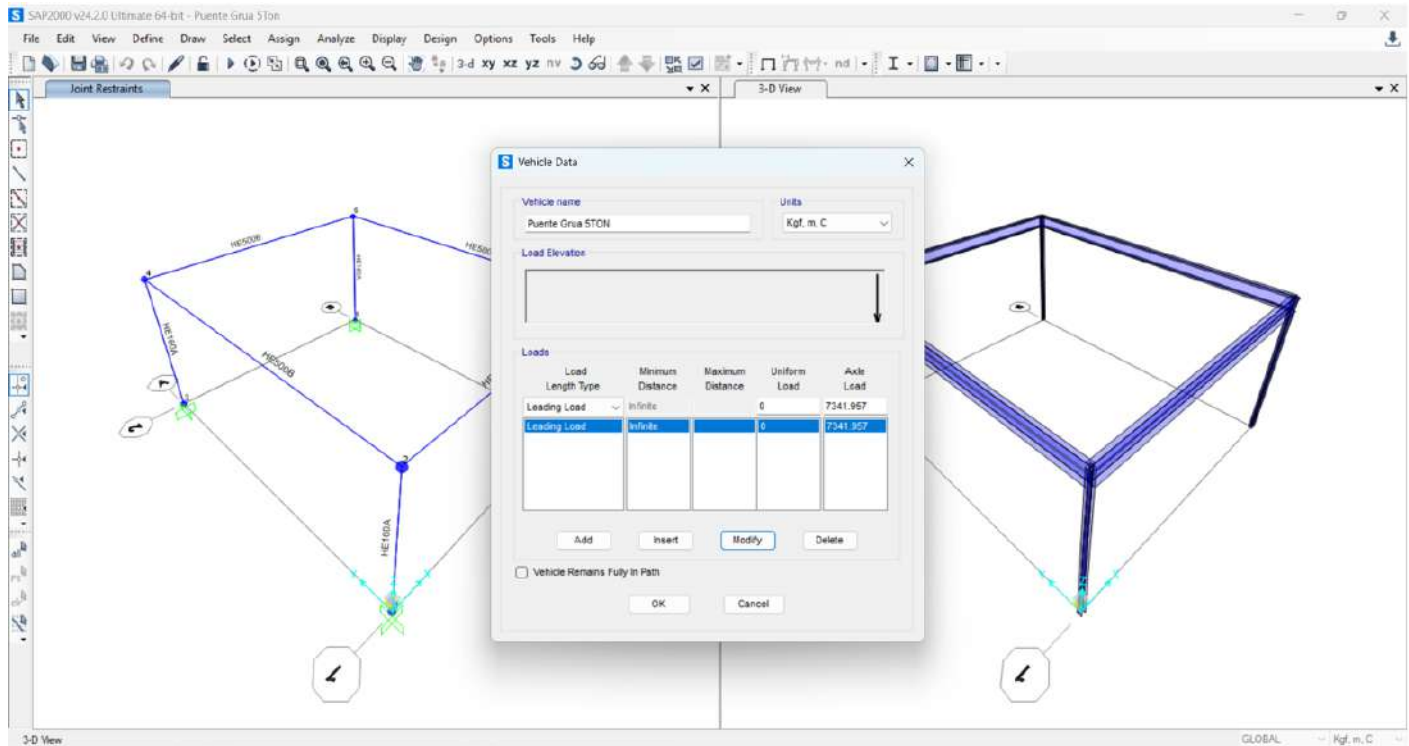
*Patrones de Carga en Oficina - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de patrones de carga en la oficina gerencial.

**Figura 7.22**

*Carga Movil en Puente Grúa - SAP2000.*



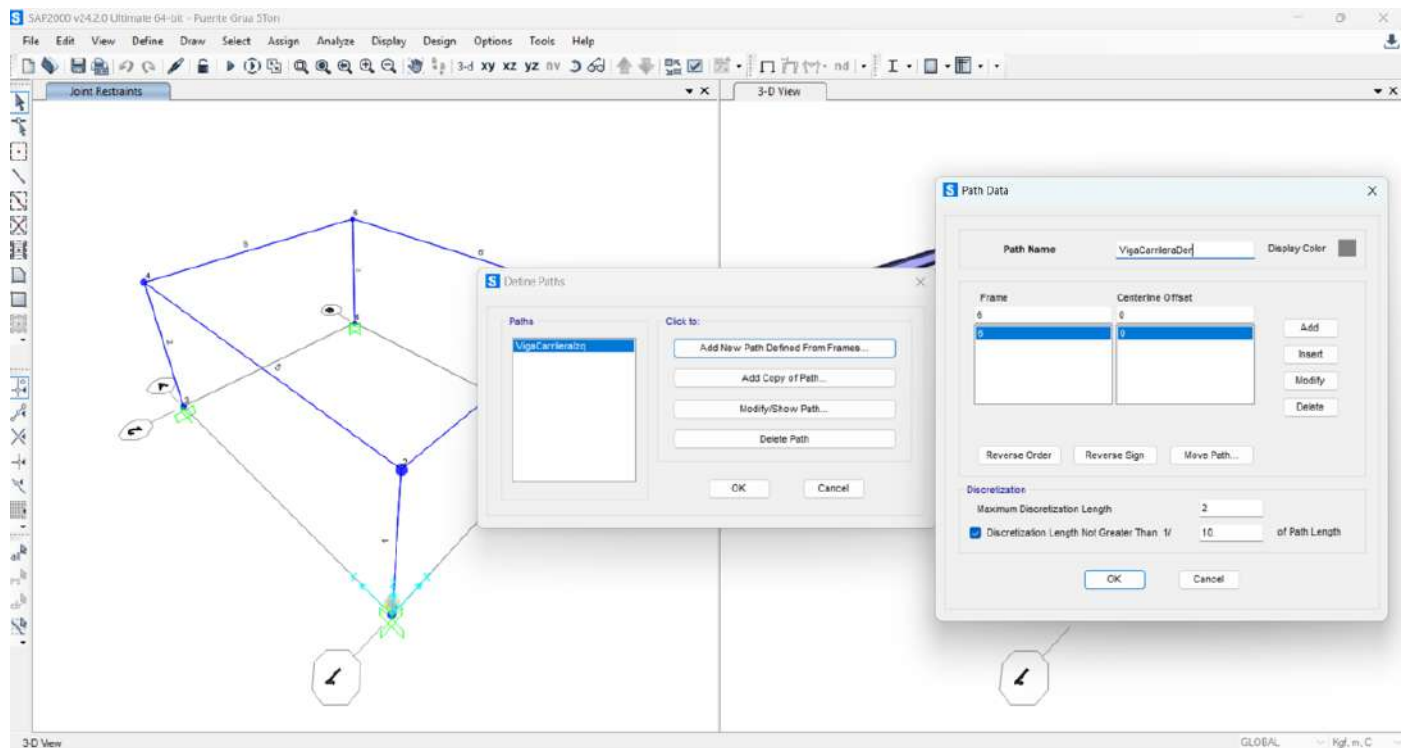
**Nota:** En la Figura se observa la asignación de la carga móvil en el puente grúa.

El análisis del puente grúa considera las posiciones críticas de la carga móvil sobre las vigas carrileras, dado que este equipo introduce fuerzas verticales, horizontales y efectos dinámicos que influyen significativamente en el diseño estructural. La ubicación del carro (trolley) se evaluó en aquellas posiciones donde se generan máximos momentos flectores (Ver Figura 7.11) y esfuerzos cortantes en vigas y columnas (Ver Figura 7.10), siguiendo los criterios establecidos en la CMAA 70 (Crane Manufacturers Association of America), la cual define estas ubicaciones como condiciones de carga extrema para el cálculo de estructuras soporte. Asimismo, se incluyó el factor dinámico de impacto recomendado tanto por la NEC-SE como por la CMAA 70, considerando los efectos de aceleración, frenado y operación del puente grúa. El empuje lateral producto del desplazamiento del puente y del carro se analizó en los puntos donde induce mayor demanda de pandeo en columnas y mayor carga en los arriostres laterales. Estas consideraciones garantizan que la estructura responda adecuadamente bajo

todas las configuraciones de carga previstas en la operación real del puente grúa y bajo acciones sísmicas.

### Figura 7.23

*Path de Carga Movil en Puente Grúa - SAP2000.*



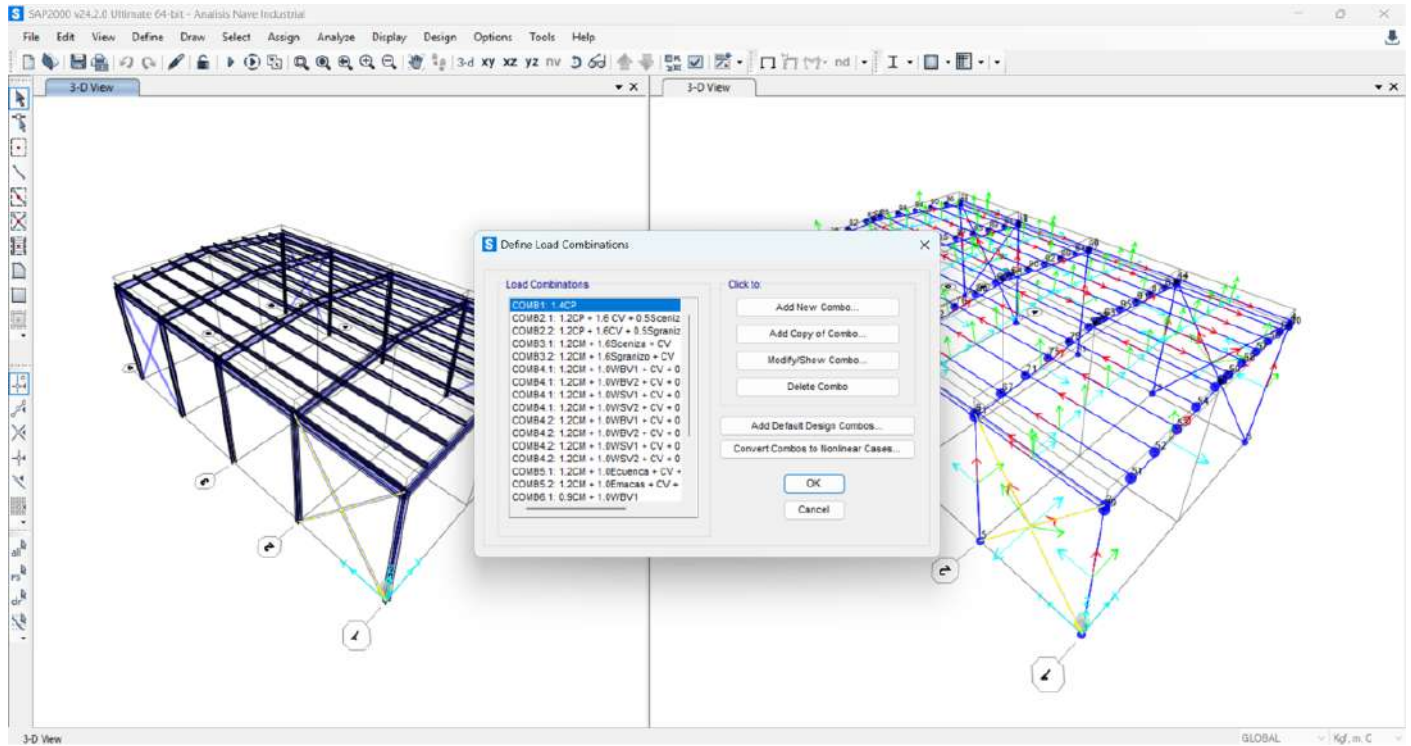
**Nota:** En la Figura se observa como se define el camino de la carga móvil en el puente grúa.

En el modelado del puente grúa dentro de SAP2000 se definió como ruta de desplazamiento la trayectoria correspondiente a la viga carrilera, ya que representa el recorrido real del carro durante la operación del equipo. Esta ruta permite simular adecuadamente la transferencia de cargas verticales, horizontales y dinámicas hacia la estructura, garantizando que las combinaciones de carga reflejen las condiciones de operación previstas para el puente grúa.

Una vez definido los patrones de carga, se procede a la creación de combinaciones de carga correspondiente a los establecidos anteriormente mediante las recomendaciones de la AISC 360-16 y la NEC-SE-CG. Obsérvese la Figura 7.24.

**Figura 7.24**

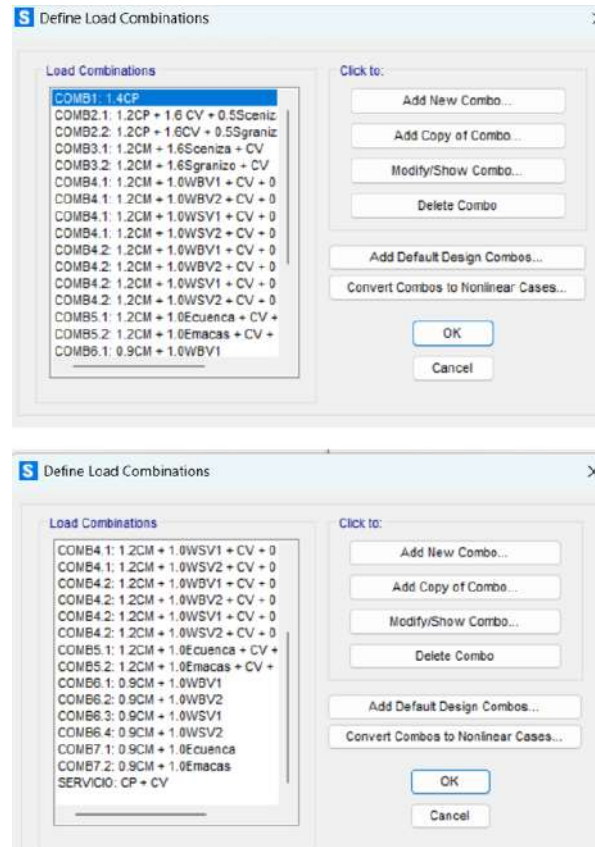
*Combinaciones de Carga en Nave Industrial - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de combinaciones de carga en la Nave Industrial.

**Figura 7.25**

*Combinaciones de Carga en Oficina - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de combinaciones de carga en la oficina gerencial.

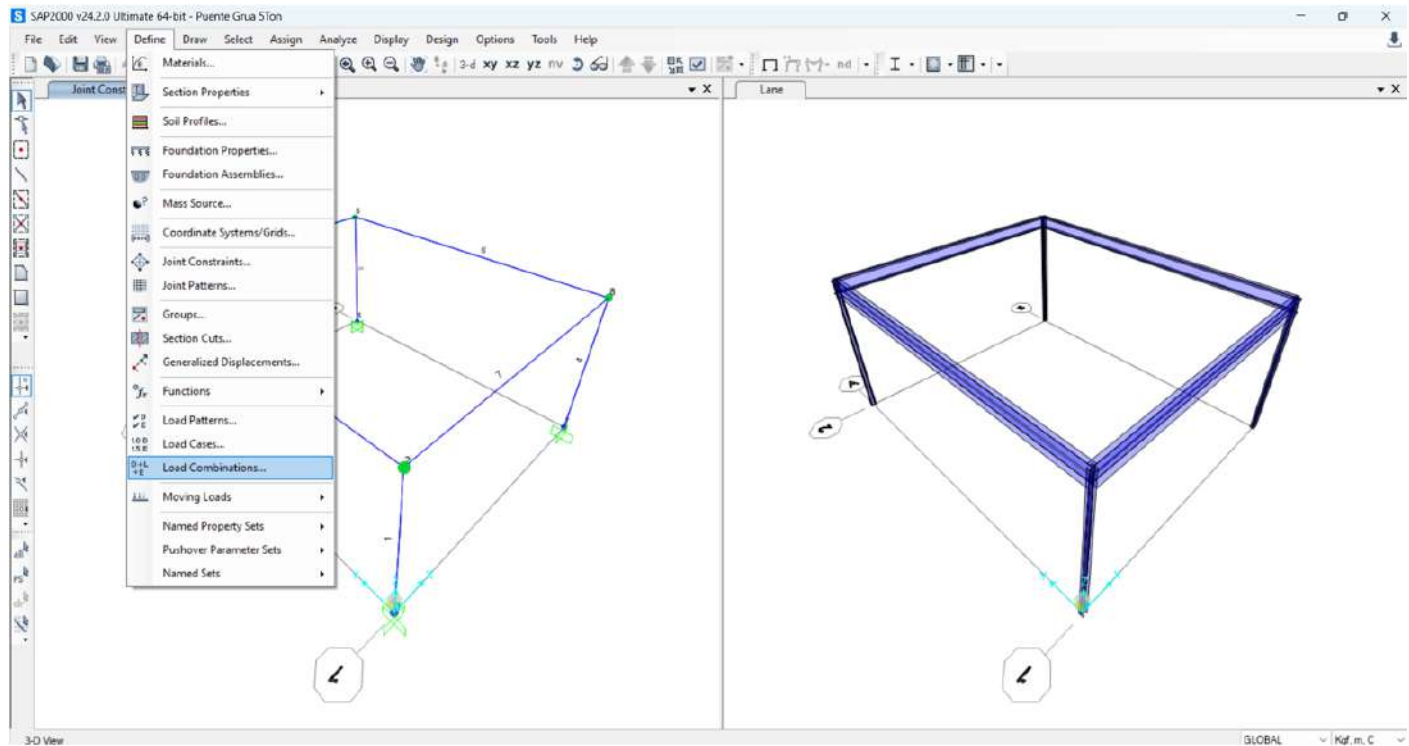
Con base en las recomendaciones establecidas en la CMMA70 y en la AISC Design Guide 07 para Puentes Grúa, se definen múltiples combinaciones de carga representativas de los escenarios más probables de solicitación. Entre ellas se consideran: cuatro combinaciones por acción del viento, cuatro por acción sísmica (en ambas direcciones principales, X y Y), y dos adicionales por cargas accidentales específicas —granizo en Cuenca y ceniza volcánica en Macas— de acuerdo con las condiciones locales.

Todas estas acciones deben integrarse en las combinaciones de carga junto con las solicitaciones transversales, longitudinales, de frenado y de impacto vertical, con el fin de representar los estados de carga más desfavorables para el diseño estructural. La asignación de las cargas transversales, longitudinales de frenado y de impacto vertical se realiza en las ubicaciones

indicadas por la CMMA70 y la AISC Design Guide 07, tal como se muestra en la Figura 7.9.

### Figura 7.26

*Combinaciones de Carga en Puente Grúa - SAP2000.*



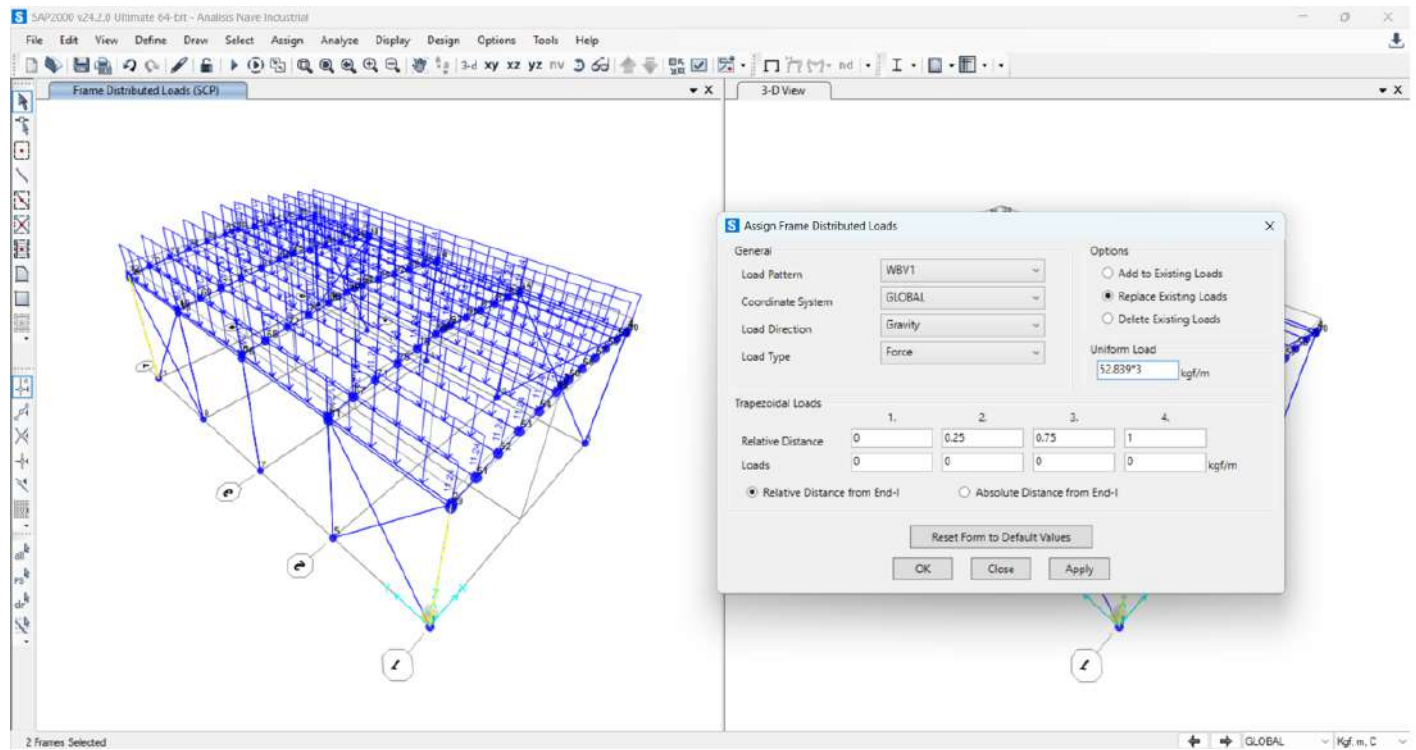
**Nota:** En la Figura se observa la asignación de combinaciones de carga en el puente grúa.

Finalmente, se asignan las cargas a cada elemento estructural correspondiente. El procedimiento de cálculo debe iniciarse desde las cargas aplicadas en la cubierta y continuar progresivamente hacia los elementos verticales, hasta llegar a la placa base.

Es importante señalar que, mientras en el proceso constructivo real lo primero en ejecutarse son los cimientos, placas base y columnas para posteriormente levantar los niveles superiores y la cubierta, en el análisis estructural ocurre lo contrario: el cálculo comienza desde la cubierta, ya que las cargas gravitacionales, sobrecargas de uso, cargas vivas y cargas accidentales se van acumulando y transmitiendo secuencialmente hacia los elementos inferiores hasta alcanzar la cimentación.

**Figura 7.27**

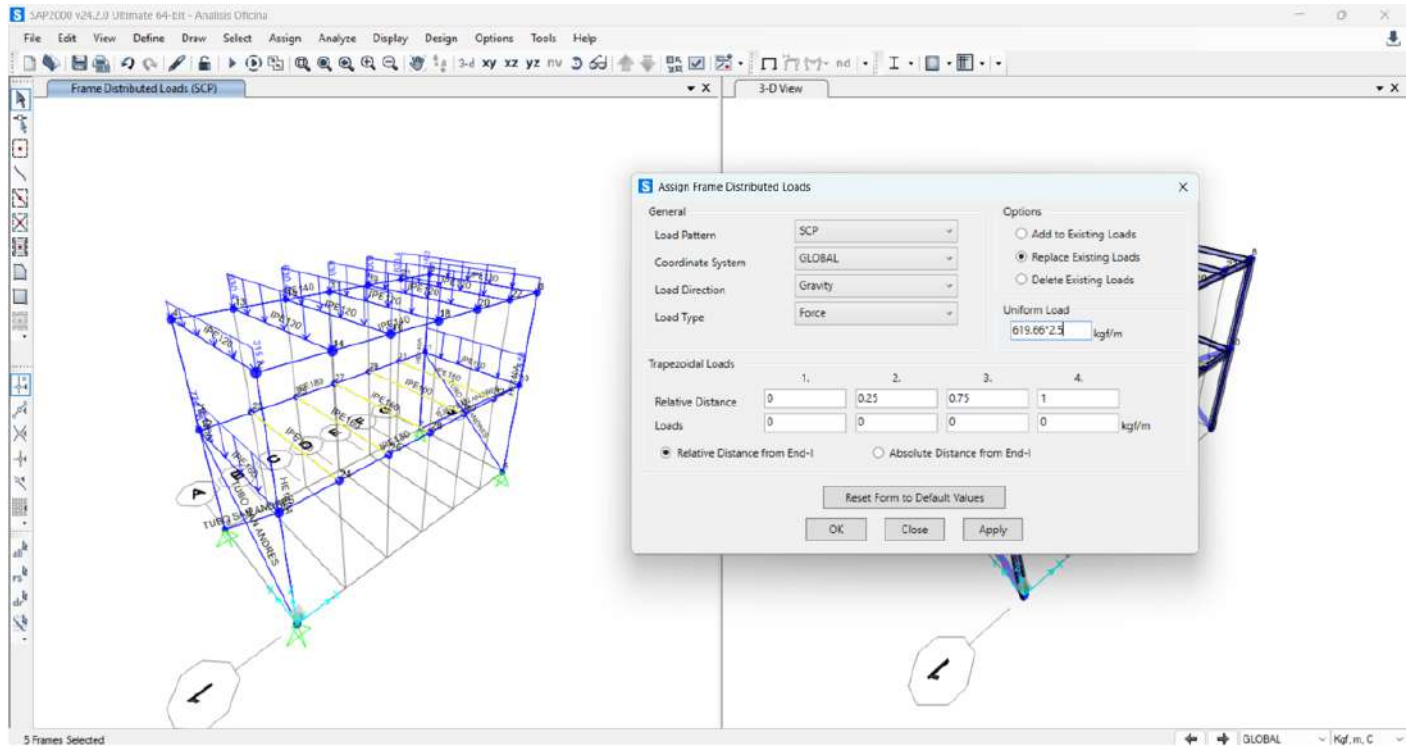
*Cargas en Nave Industrial - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de cargas en la Nave Industrial.

**Figura 7.28**

*Cargas en Oficina - SAP2000.*

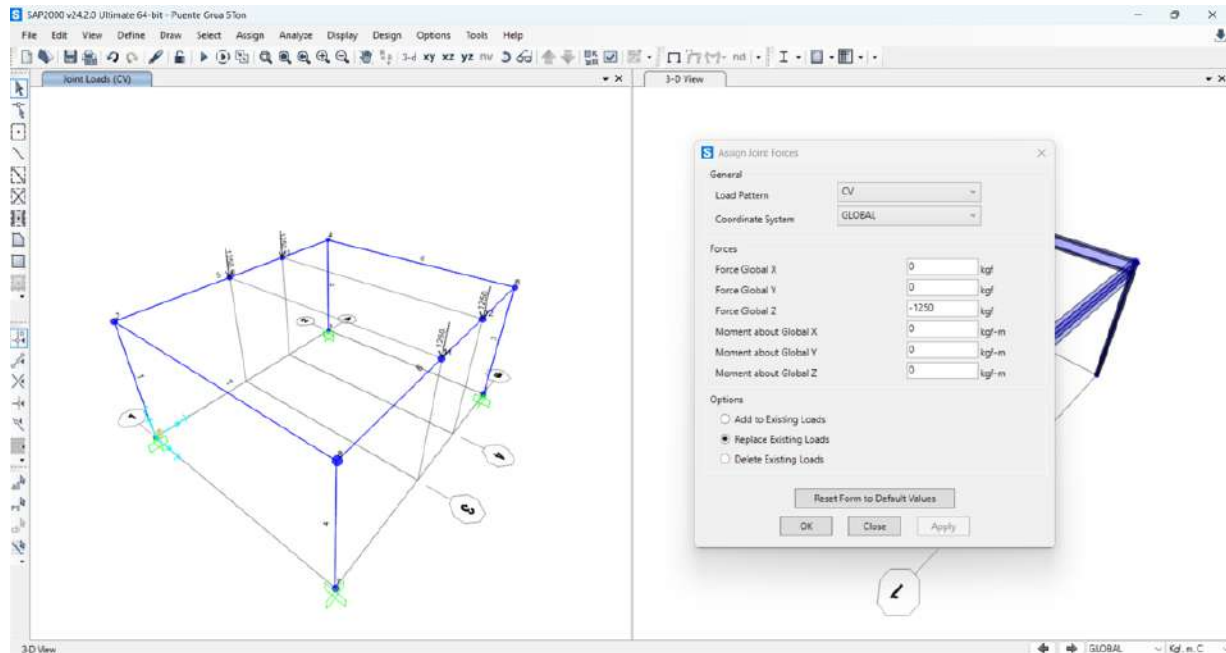


**Nota:** En la Figura se observa la asignación de cargas en la Nave Industrial.

Se asigna como Carga Viva (CV) la capacidad nominal de levantamiento del puente grúa, que en este caso corresponde a 5 toneladas. Este valor se distribuye entre ambos trenes de traslación apoyados sobre las vigas carrileras. Dado que cada tren cuenta con dos ruedas, la carga total se reparte en cuatro puntos de apoyo. En consecuencia, en cada nodo correspondiente a las ubicaciones críticas debe aplicarse una carga equivalente a  $5\text{ton}/4 = 1,25 * \text{ton}$ .

**Figura 7.29**

*Cargas en Puente Grúa - SAP2000.*



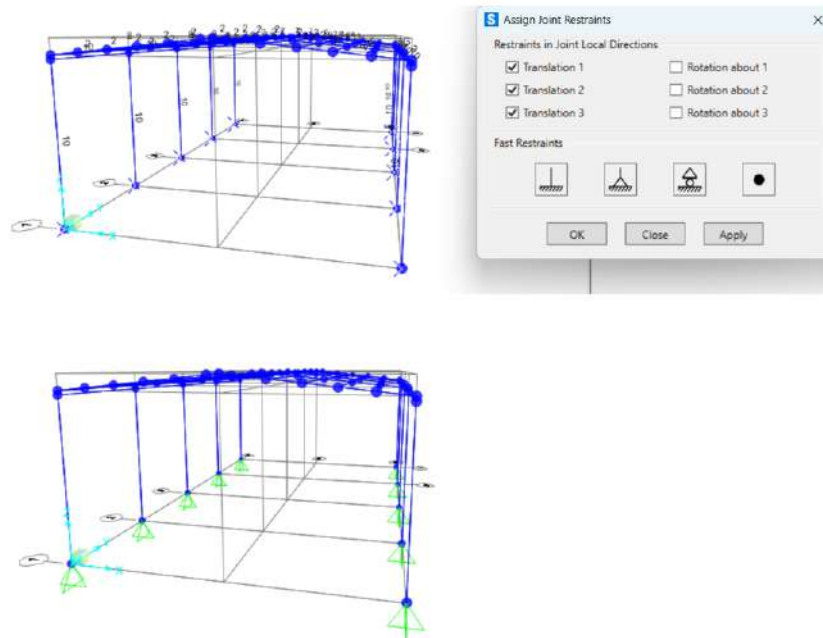
**Nota:** En la Figura se observa la asignación de cargas en el puente grúa.

### 7.3.3. Definición de Restricciones en los Apoyos del Modelado Estructural:

La correcta definición de una estructura requiere un análisis preciso de las restricciones inherentes a sus configuraciones estructurales. De acuerdo con estas condiciones, es posible modelar los apoyos como empotramientos, articulaciones o uniones semi-rígidas. La selección de cada alternativa repercute de manera significativa en el análisis estructural, en los costos asociados, y en los procedimientos tanto de construcción como de montaje.

**Figura 7.30**

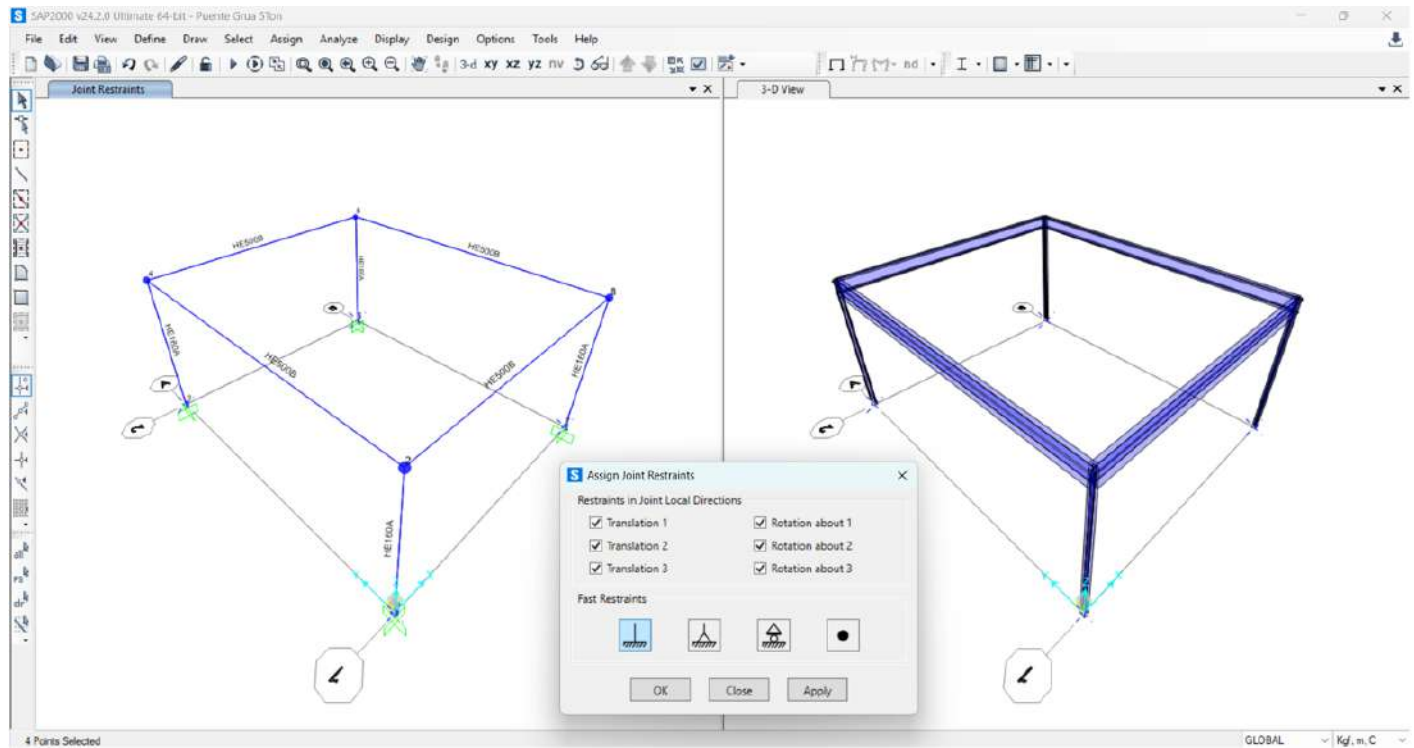
*Restricciones en los Apoyos en la Nave Industrial.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de las restricciones en los apoyos de la Nave Industrial.

**Figura 7.31**

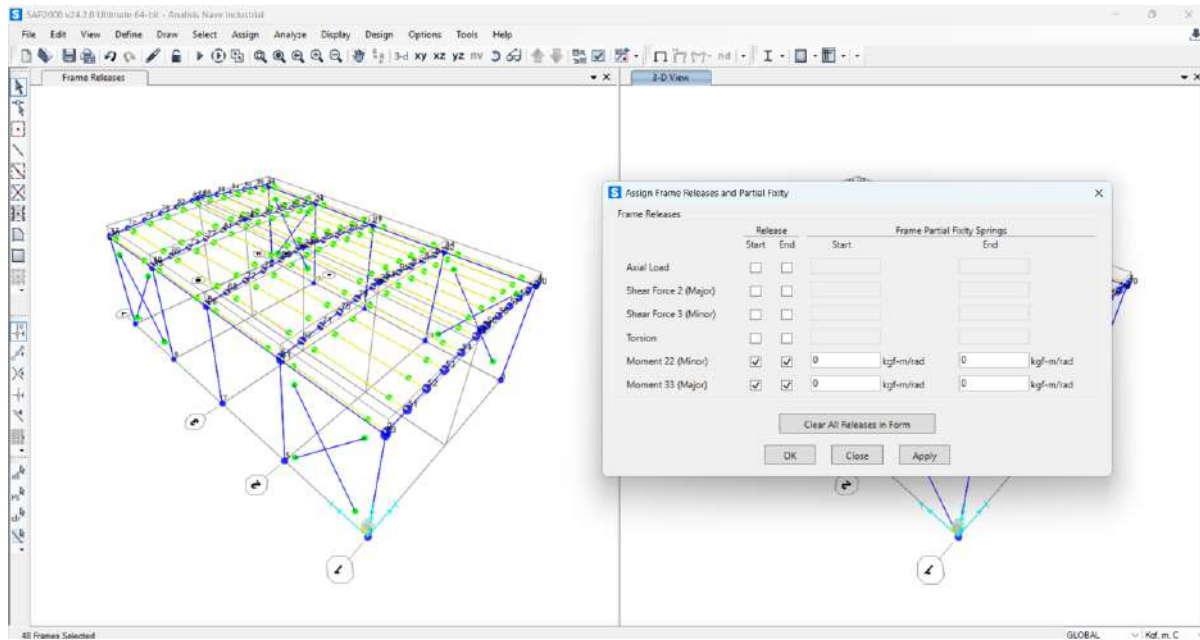
*Restricciones en los Apoyos en Puente Grúa - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de las restricciones en los apoyos del Puente Grúa.

**Figura 7.32**

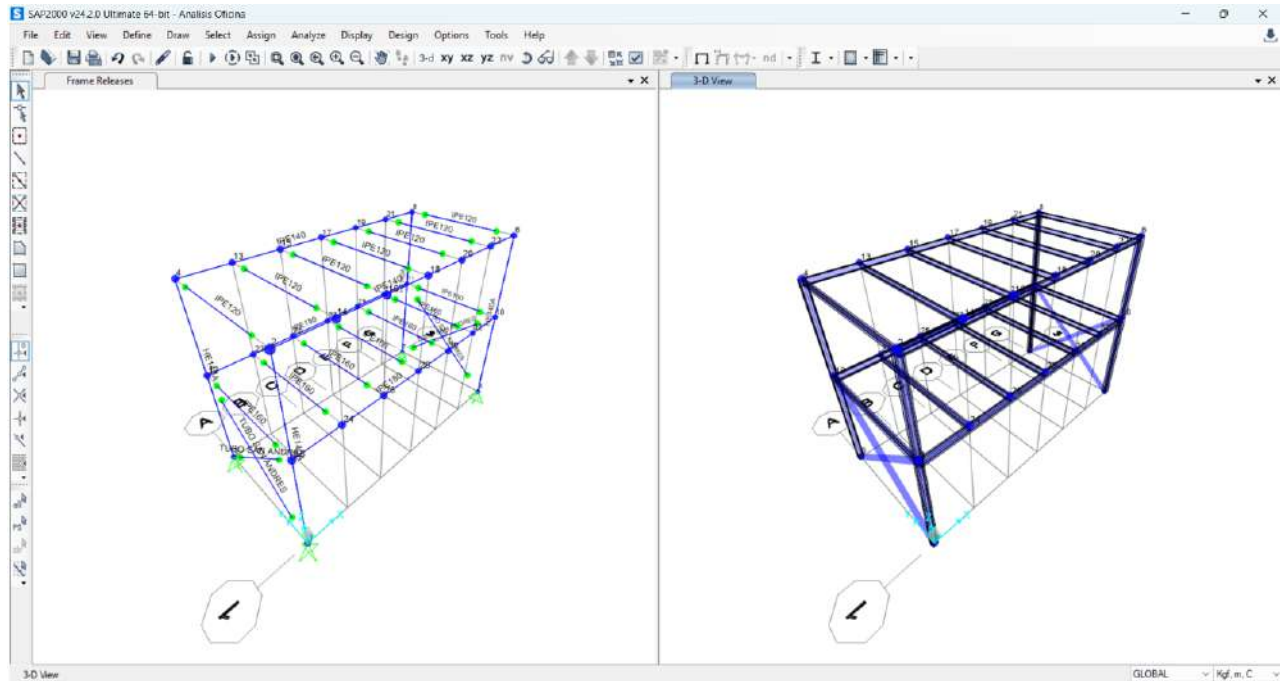
*Release en Correas y Arriostres - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de los release en las juntas correa - vigas y los arriostres laterales definiendolos como articulaciones.

**Figura 7.33**

*Release en Oficina Gerencial - SAP2000.*



**Nota:** En la Figura se observa la asignación de los release en las juntas de los elementos definiendolos como articulaciones.

### 7.3.4. Validación del Modelado Estructural:

Para garantizar la confiabilidad del análisis estructural, se realizó una validación previa del modelo computacional en SAP2000. En primer lugar, se verificó la correcta asignación de propiedades mecánicas, cargas y combinaciones normativas según la NEC-SE-DS 2021 y la AISC 360-16. Posteriormente, se revisó la compatibilidad entre elementos y conexiones, asegurando la continuidad de rigidez en nudos y la correcta representación de apoyos y condiciones de borde. Se comprobó además la regularidad geométrica del mallado en los elementos tipo shell y frame, evitando distorsiones que pudieran generar concentraciones artificiales de esfuerzos. Finalmente, se validó el control de rigidez global del modelo, comparando desplazamientos obtenidos con estimaciones manuales preliminares y verificando que las derivas se mantengan dentro de los límites establecidos por la normativa ecuatoriana. Estos pasos permiten asegurar que los resultados generados por el modelo son representativos del comportamiento real

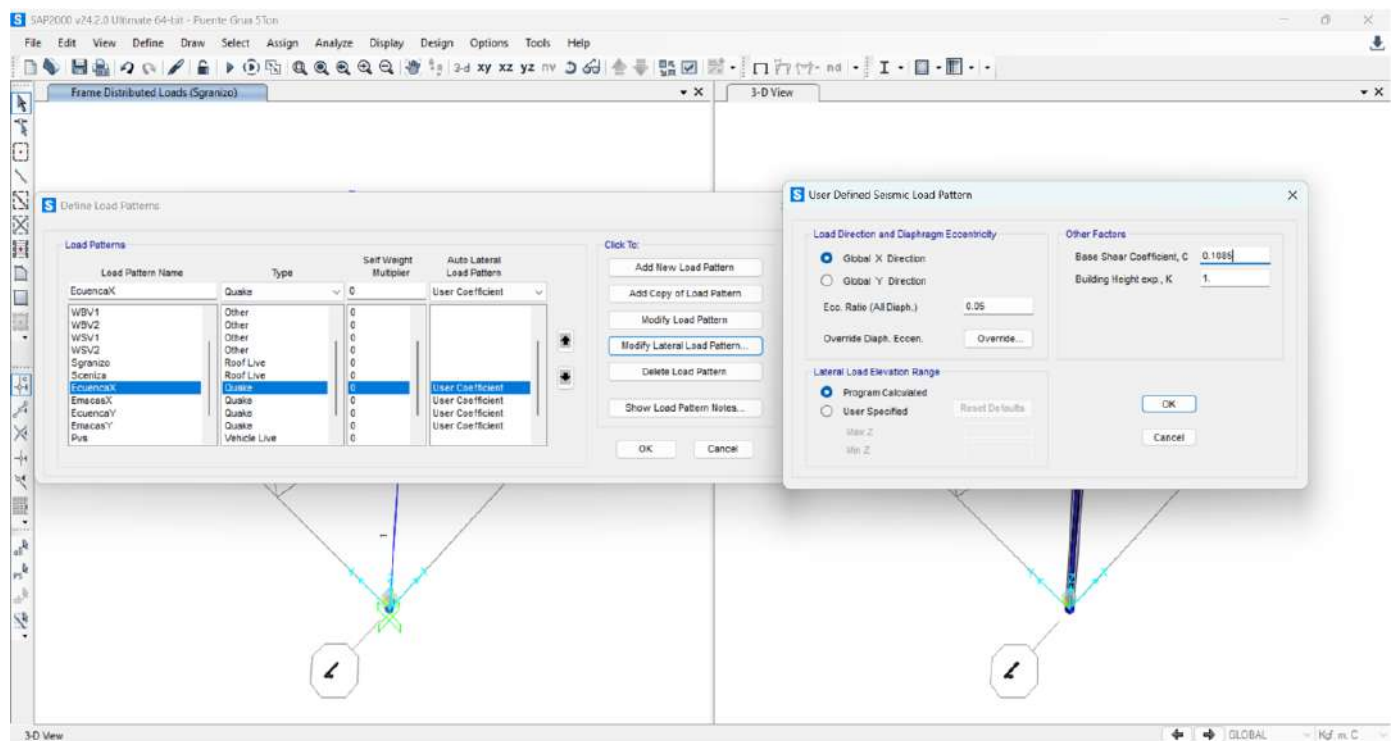
esperado de la estructura.

## 7.4. Fase 4: Análisis Estructural y Sísmico:

En el análisis sísmico, el procedimiento debe iniciarse mediante la introducción de las cargas laterales por nivel, ya sea a partir del cortante basal o, de manera simplificada, mediante el coeficiente sísmico obtenido conforme a la NEC-SE-DS, tal como se muestra en la Figura 7.34. Dichas cargas deben calcularse y asignarse en ambas direcciones principales del sistema estructural, considerando además las condiciones específicas de ubicación correspondientes a las ciudades de Macas y Cuenca.

**Figura 7.34**

*Coefficiente Sísmico - SAP2000.*



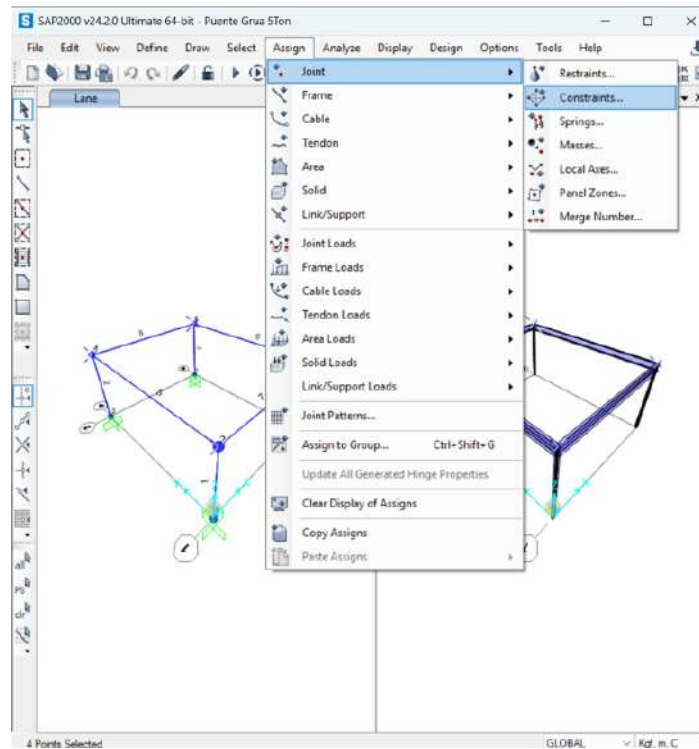
**Nota:** En la Figura se observa la asignación del coeficiente sísmico en las estructuras usando el software SAP2000.

Así mismo, para el análisis sísmico de los modelos estructurales, es necesario definir los distintos pisos como diafragmas rígidos. De esta manera, los nodos correspondientes a las

uniones de los elementos en cada nivel se comportan como un cuerpo único, lo que permite una adecuada transferencia de esfuerzos y un cálculo correcto de las derivas sísmicas.

### Figura 7.35

*Diafragma en Puente Grúa - SAP2000.*

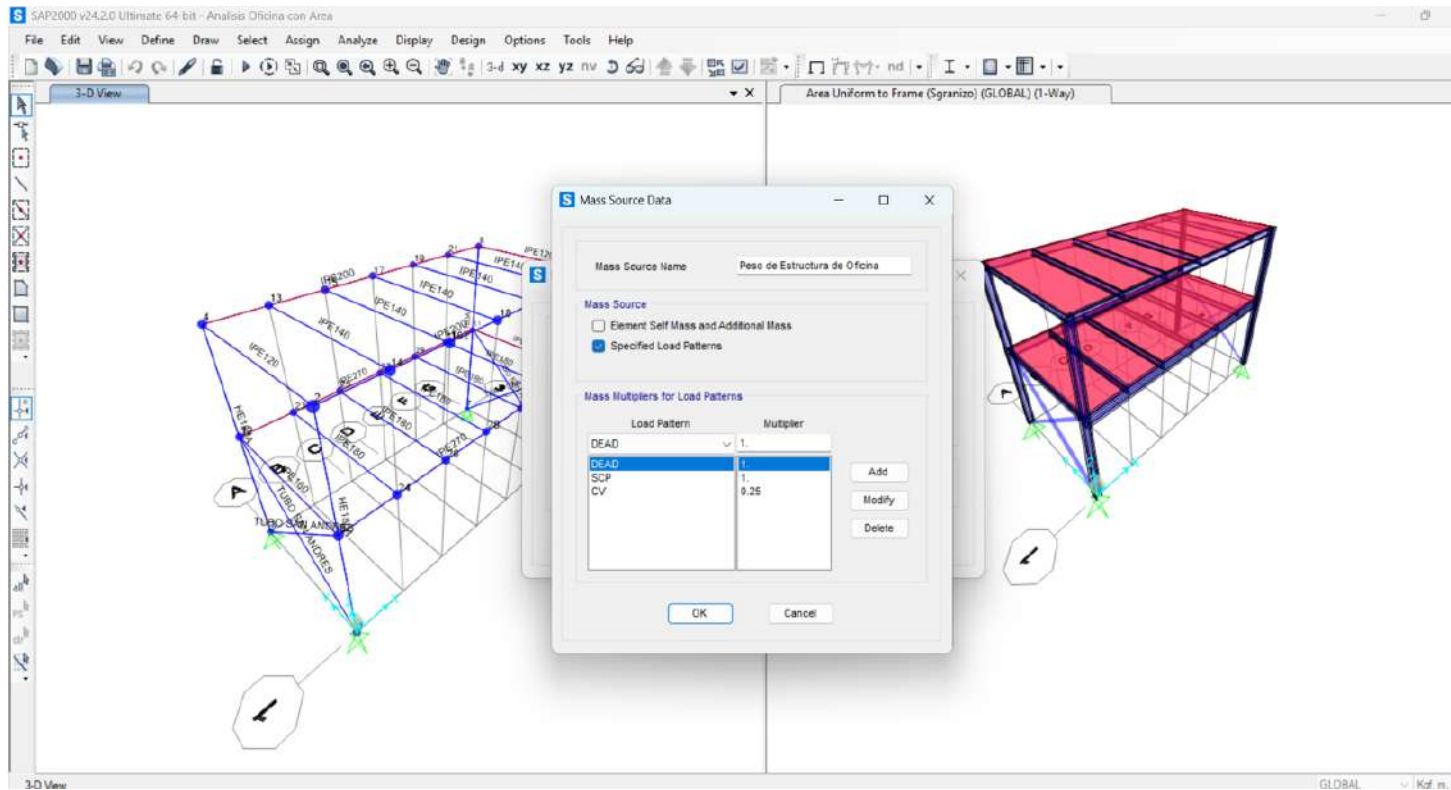


**Nota:** En la Figura se observa la asignación del diafragma en la estructura del Puente Grúa. Esto permite que todo el marco actúe como un cuerpo.

Se procede a la definición del Mass Source para el análisis estático, el cual permite generar la masa equivalente de la estructura que será utilizada en los análisis modales y sísmicos. El programa emplea esta definición para determinar tanto el centro de masa como las masas modales asociadas al modelo estructural. En los casos en que existan masas no modeladas explícitamente —como accesorios, pernos, recubrimientos o acabados— que contribuyen al peso total de la estructura, estas pueden incorporarse en el Mass Source mediante la aplicación de un factor de modificación, garantizando así una representación más realista de la masa global del sistema.

**Figura 7.36**

*Mass Source - SAP2000.*



**Nota:** Se asigna la Fuente Masiva para desarrollar el análisis sísmico.

La verificación de las derivas sísmicas constituye un requisito fundamental en el análisis estructural. De acuerdo con la NEC-15, la deriva máxima inelástica no debe superar el 2% de la altura de entrepiso. Para su evaluación, se seleccionan los nodos correspondientes a las columnas de la nave, a fin de obtener los desplazamientos y calcular las derivas. El análisis se realiza considerando las combinaciones de carga sísmica en las direcciones X e Y, para las ubicaciones específicas de Macas y Cuenca, utilizando como referencia los resultados del Joint Output. A partir de los desplazamientos nodales se determina:

- La deriva de piso, definida como el desplazamiento relativo de un nivel respecto al inmediatamente inferior.
- La deriva de piso elástica en el centro de masa, obtenida al dividir la deriva de piso entre la altura del entrepiso.

- La deriva máxima inelástica, calculada conforme a la NEC mediante la expresión 7.104:

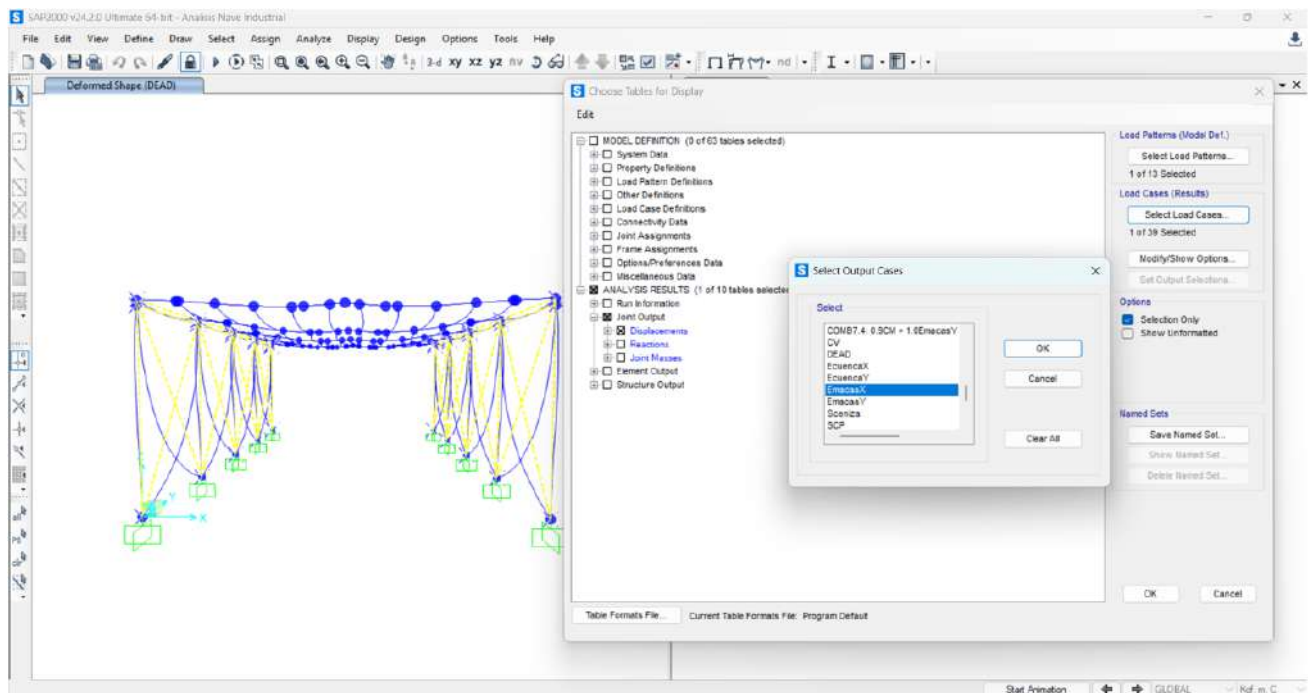
$$\Delta_{inel} = 0.75 * R * \Delta_{el} \quad (7.104)$$

donde:

- $\Delta_{inel}$  = Deriva Máxima Inelástica (*mm*).
- $\Delta_{el}$  = Deriva Máxima Elástica (*mm*).
- $R$  = Factor de Reducción según la NEC.

**Figura 7.37**

*Joint Output - SAP2000.*



**Nota:** Se extrae los valores de los desplazamientos en los nodos utilizando la opción de Tabla.

### 7.4.1. Diferencias Sísmicas entre Macas y Cuenca

La comparación entre los resultados sísmicos obtenidos para Cuenca y Macas evidencia diferencias directamente asociadas a las características sísmicas y geotécnicas propias de cada

localidad. En Macas, la mayor aceleración espectral y la clasificación del suelo generan mayores demandas de desplazamiento y fuerzas internas, lo que conduce a secciones estructurales más robustas y mayores exigencias en el sistema resistente lateral. En contraste, Cuenca presenta una demanda sísmica relativamente menor, lo que se refleja en derivas más controladas y un diseño estructural más eficiente en términos de peso. Estas diferencias demuestran la importancia de realizar un diseño localizado, ya que la respuesta sísmica de la estructura cambia sustancialmente en función del emplazamiento, afectando tanto la seguridad como la optimización del diseño.

### 7.4.2. Valores Conservadores o Representativas de las Derivas

Las derivas obtenidas para ambas ciudades se consideran representativas del comportamiento real esperado bajo un sismo de diseño, ya que el modelo estructural incorpora condiciones de rigidez, conexiones y distribución de masas acordes con la configuración constructiva proyectada. Además, se aplicaron las combinaciones sísmicas establecidas por la NEC-SE-DS 2021, lo que garantiza que los valores reflejen un escenario acorde con la amenaza sísmica local. No obstante, al considerar los efectos dinámicos del puente grúa y las cargas adicionales asociadas a su operación, las derivas pueden interpretarse como ligeramente conservadoras, lo cual es deseable para asegurar un margen adicional de seguridad en una estructura industrial expuesta a cargas móviles y variaciones operativas.

## 7.5. Fase 5: Diseño Detallado de Elementos y Conexiones:

### 7.5.1. Cálculo de Soldadura:

En primer lugar, para las conexiones se debe conocer la filosofía de diseño. Esta se estipula en la AISC y en la AWS D1.1.

Se debe diseñar siempre a la soldadura como si el área efectiva se fuera a fracturar con un esfuerzo cortante.

Para efectos de diseño, el esfuerzo real generado por las cargas en la conexión se tomará como el más crítico entre las uniones con la misma disposición estructural.

$$\sigma_{Real} \leq \sigma_{ResistenteElectrodo} \quad (7.105)$$

En caso de diseñarlo bajo fuerzas:

$$F_{Real} \leq F_{ResistenteElectrodo} \quad (7.106)$$

donde:

$$\begin{aligned} \sigma_{Real} &= \text{Esfuerzo Máxima en la Junta Soldada (ksi).} \\ F_{ResistenteElectrodo} &= \text{Fuerza del Electrodo por pulgada (kN).} \end{aligned}$$

Se dimensiona la soldadura bajo la resistencia de diseño de soldadura para el metal base (Pieza Soldada) según lo estipulado en la Ecuación J2.2 (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024).

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM} \quad (7.107)$$

donde:

$$\begin{aligned} R_n &= \text{Resistencia de Diseño de la Soldadura para el Metal Base (kN).} \\ F_{nBM} &= \text{Esfuerzo Nominal del Metal Base (MPa).} \\ A_{BM} &= \text{Área de la Sección Transversal del Metal Base (mm}^2\text{).} \end{aligned}$$

Posterior, también se dimensiona la soldadura bajo la resistencia de diseño de soldadura para el metal de soldadura (Electrodo) de acuerdo a la Ecuación J2.3 (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024).

$$R_n = F_{nw} * A_{we} \quad (7.108)$$

donde:

$$\begin{aligned} F_{nw} &= \text{Esfuerzo Nominal del Metal de Soldadura (MPa).} \\ A_{we} &= \text{Área efectiva de la Soldadura (mm}^2\text{).} \end{aligned}$$

Para un grupo de soldaduras lineales, con un tamaño uniforme de garganta, cargado a través del centro de gravedad, se utiliza la Ecuación 7.109. Un grupo de soldaduras lineales es aquel en el que todos los elementos están alineados o son paralelos. Esto se lo puede ver en la Ecuación J2.5 (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024).

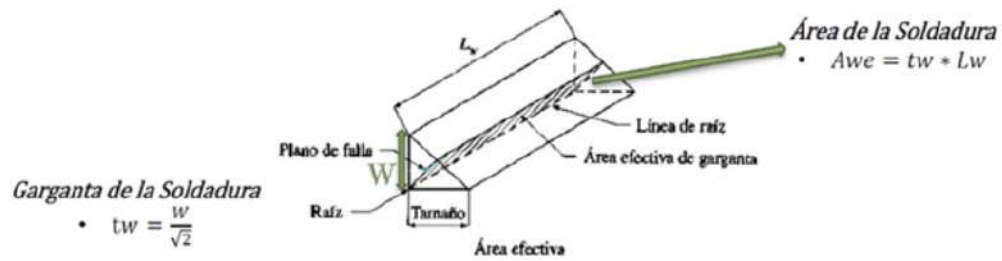
$$F_{nw} = 0.60 * F_{EXX} * (1 + 0.5 * (\sin * (\theta))^{1.5}) \quad (7.109)$$

$$\begin{aligned} F_{EXX} &= \text{Resistencia según Clasificación del Electrodo (MPa).} \\ \theta &= \text{Ángulo de la fuerza ejercida sobre la conexión respecto al eje de la soldadura.} \end{aligned}$$

En las Figuras 7.38 y 7.39 se observan los parámetros principales para el diseño de una soldadura.

**Figura 7.38**

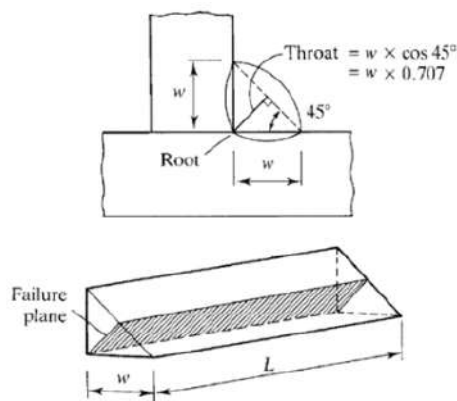
*Geometría de la Soldadura.*



**Nota:** Se observan la geometría y nomenclaturas para el diseño de soldadura.

**Figura 7.39**

*Geometría de la Soldadura Filete.*



**Nota:** Se observan la geometría y nomenclaturas para el diseño de soldadura.

Se recomienda que la garganta de la soldadura esté definida por un triángulo equilátero, lo que garantiza una distribución uniforme de esfuerzos y una geometría simétrica en la unión.

$$t_w = \frac{w}{\sqrt{2}} \quad (7.110)$$

Para calcular el Tamaño de la Soldadura, se requiere el valor de la Garganta Teórica. Se puede utilizar las Tablas estipuladas en la sección J de la AISC 360-16.

$$W = t_w * \sqrt{2} \quad (7.111)$$

$$W = \frac{t_w}{0.7071} \quad (7.112)$$

Existen varias formas de dimensionar la soldadura requerida.

- **Garganta Teórica:** El primer caso es conociendo la fuerza real en la conexión, el esfuerzo resistente de la soldadura y la longitud de la soldadura

$$t_w = \frac{F_{real}}{\sigma_{ResistenteElectrodo} * l} \quad (7.113)$$

donde:

$F_{real}$	=	Carga Máxima en la Junta Soldad ( $kN$ ).
$\sigma_{ResistenteElectrodo}$	=	Resistencia del Electrodo ( $kpsi$ ).
$l$	=	Longitud de soldadura ( $mm$ ).
$t_w$	=	Garganta Teórica ( $mm$ ).

La longitud de la soldadura puede determinarse generalmente mediante el análisis lógico y la evaluación de las dimensiones geométricas de la unión. Es importante considerar si se requiere una soldadura continua (All Around), intermitente, o alguna otra configuración específica, teniendo en cuenta también la accesibilidad y comodidad para el soldador durante la ejecución del trabajo. Con esto podemos dimensionar el Tamaño de la Soldadura ( $W$ ).

- **Longitud de la Soldadura:** El segundo caso es conociendo la fuerza real, el esfuerzo resistente de la soldadura y la garganta teórica de la soldadura.

$$l = \frac{F_{real}}{\sigma_{ResistenteElectrodo} * t_w} \quad (7.114)$$

Como apoyo para el dimensionado de la soldadura se deben utilizar las tablas estipuladas en el Capítulo J de la AISC. Estas tablas resumen pueden observarse en las Figuras desde la 7.40 hasta la 7.50.

**Figura 7.40**

*Tabla J2.5 - Resistencia Disponible de las Uniones Soldadas.*

TABLE J2.5 Resistencia Disponible de las Uniones Soldadas ksi (MPa)"					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de la Soldadura	Metal Pertinente/Correspondiente	$\phi$ y $\Omega$	Esfuerzo Nominal (Resistencia Nominal) ( $F_n$ BM o $F_{nw}$ ), ksi (MPa)	Area Efectiva ( $A_{eM}$ or $A_{we}$ ), in <sup>2</sup> . (mm <sup>2</sup> )	Nivel de Resistencia Requerido del Metal de Aporte
SOLDADURAS DE FILETE (INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y RANURAS Y UNIONES EN T INCLINADAS)					
Corte (Esfuerzo Cortante)	Metal Base	Regido por J4			Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal equivalente.
	Metal de Aporte	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	0.60F <sub>EXX</sub>	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión - Paralela al Eje de la Soldadura	La tensión o compresión en las piezas unidas paralelamente a una soldadura puede ser despreciada en el diseño de las soldaduras que unen las piezas.				
<p>[a] Para metal de aporte equivalente ("matching"), ver AWS D1.1/D1.1M Cláusula 3.3.</p> <p>[b] Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia un nivel superior al equivalente.</p> <p>[c] Se permite usar metal de aporte con resistencia menor que el equivalente para soldaduras de ranura entre almas y alas de secciones compuestas que transfieren cargas cortantes, o en aplicaciones donde exista alta restricción.</p> <p>En estas aplicaciones, la unión soldada deberá detallarse y la soldadura diseñarse usando el espesor del material como garganta efectiva, donde <math>\phi = 0.80</math>, <math>\Omega = 1.88</math> y 0.60F<sub>EXX</sub> es la resistencia nominal.</p> <p>[d] También son aplicables las disposiciones de la Sección J2.4(b).</p>					

**Nota:** Esta tabla es una traducción realizada por el autor.

**Figura 7.41**

*Tabla de Nota para el Usuario - Resumen de AWS D1.1.*

<b>TABLA DE NOTA PARA EL USUARIO</b>	
<b>Resumen de las Disposiciones AWS D1.1/D1.1M para Metales de Aporte Equivalentes (Matching Filler Metals)</b>	
Metal Base (ASTM)	Metal de Aporte Equivalente (Matching Filler Metal)
<b>A36 ≤ 3/4" ESPESOR</b>	<b>60 KSI Metal de Aporte 70 KSI Metal de Aporte</b>
<b>A36 &gt; 3/4" ESPESOR</b> A588 A1011 A572 Gr.50 A572 Gr.55 A913 Gr.50 A992 A1018	<b>SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Otros Procesos: 70 KSI Metal de Aporte</b>
<b>A913 Gr.60 A913 Gr.65</b>	<b>80 KSI Metal de Aporte</b>
<b>A913 Gr.70</b>	<b>90 KSI Metal de Aporte</b>
<p><b>[a] Para resistencia a la corrosión y color similar al metal base, ver AWS D1.1/D1.1M Cláusula 3.7.3.</b></p> <p><b>Notas:</b>  <b>En uniones con metales base de diferentes resistencias, puede usarse un metal de aporte que iguale la resistencia del metal base de mayor resistencia, o un metal de aporte que iguale la menor resistencia y produzca un depósito de bajo hidrógeno, cuando se requiera igualar la resistencia.</b></p>	

**Nota:** Esta tabla es una traducción realizada por el autor.

**Figura 7.42**

*Tabla J2.4 - Tamaño Mínimo para Soldaduras de Filete.*

<b>TABLA J2.4 Tamaño mínimos para las Soldaduras de Filete</b>	
Espesor del Material de la Parte Unida más Delgada, plg (mm)	Tamaño mínimo de las Soldaduras de Filete, plg (mm)
Hasta 1/4" (6mm) inclusive	1/8" (3mm)
Mayor de 1/4" (6mm) hasta 1/2" (13mm)	3/16" (5mm)
Mayor de 1/2" (13mm) hasta 3/4" (19mm)	1/4" (6mm)
Mayor de 3/4" (19mm)	5/16" (8mm)
<p>[a] Dimensión de la garganta de las soldaduras de filete. Deben utilizarse soldaduras de una sola pasada.</p> <p><b>Notas:</b> Ver la Sección J2.2b para conocer el tamaño máximo permitido de las soldaduras de filete.</p>	

**Nota:** Esta tabla es una traducción realizada por el autor.

**Figura 7.43***Tabla J2.2b - Tamaño Máximos para Soldaduras de Filete.*

<b>TABLA J2.2B</b> <b>Tamaño máximos para las Soldaduras de Filete</b>	
<b>Espesor del Material de la Parte Unida, plg (mm)</b>	<b>Tamaño máximo de las Soldaduras de Filete, plg (mm)</b>
<b>Hasta 1/4" (6mm)</b>	<b>No debe ser mayor que el espesor del material.</b>
<b>Mayor de 1/4" (6mm)</b>	<b>No debe ser mayor que el espesor del material menos 1/16 pulgada (2 mm), a menos que la soldadura esté especialmente designada en los planos para ser construida con el fin de obtener el espesor completo de garganta. En la condición tal como soldado, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el extremo de la soldadura sea menor de 1/16 pulgada (2 mm), siempre que el tamaño de la soldadura sea claramente verificable.</b>

**Nota:** Esta tabla es una traducción realizada por el autor.

**Figura 7.44***Tabla J2.2c - Longitud Mínima para Soldaduras de Filete.*

TABLA J2.2C Longitud mínima para las Soldaduras de Filete	
Formula	Contexto
$l_{min} \geq 4 * w$	Longitud Mínima Permitida de la Soldadura de Filete diseñada en Función de la Resistencia
$l_{min} \leq 4 * w$	$w * l/4$

**w = Tamaño de la Soldadura.**  
**l = Longitud Real de la Soldadura**  
**Notas:**  
**Para conocer el efecto de la longitud de la soldadura de filete longitudinal en las conexiones de extremo sobre el área efectiva del miembro conectado, consulta la Sección D3.**

**Nota:** Esta tabla es una traducción realizada por el autor.

### Figura 7.45

Tabla J2.2d - Longitud efectiva para Soldaduras de Filete.

<b>TABLA J2.2D</b> <b>Longitud efectiva para las Soldaduras de Filete</b>	
Formula	Contexto
$l = 100 * w$	Longitud Efectiva = Longitud Real
$l > 100 * w$	Longitud Efectiva = Longitud Real * Factor de Reducción ( $\beta$ ) $\beta = 1.2 - 0.002 (l/w) \leq 1.0$
$l > 300 * w$	Longitud Efectiva = $180 * w$
<p><b>Donde:</b>  <math>l</math> = longitud real de la soldadura cargada en los extremos (en pulgadas o mm)  <math>w</math> = tamaño de la pierna de la soldadura (en pulgadas o mm)</p>	

**Nota:** Esta tabla es una traducción realizada por el autor.

**Figura 7.46**

*Tabla J2.2e- Intermittencia en las Soldaduras de Filete.*

<b>TABLA J2.2E</b> <b>Intermittencia en las Soldaduras de Filete</b>	
Formula	Condición Mínima
$l_{minIntermitente} \geq 4 * w$	Mínimo > 1 1/2" (38mm)
<p><math>l_{minIntermitente}</math> = longitud intermitente real de la soldadura (en pulgadas o mm)</p> <p><b>Nota:</b> Se permite el uso de soldaduras de filete intermitentes para transferir esfuerzos calculados a través de una unión o superficies de contacto, y para unir componentes de miembros compuestos.</p>	

**Nota:** Esta tabla es una traducción realizada por el autor.

Para determinar la resistencia de diseño de la Unión Soldada se diseña bajo los siguientes criterios estipulados en la sección J4 de la AISC (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024):

- Cedencia por Tracción de los Elementos de Conexión
- Ruptura por Tracción de los Elementos de Conexión
- Cedencia por Corte de los Elementos de Conexión
- Ruptura por Corte de los Elementos de Conexión
- Resistencia de Elementos a Bloque Cortante

De todos los anteriores, se define como la resistencia de diseño de la unión soldada al menor valor obtenido.

### 7.5.2. Cálculo de Conexión Atornillada:

Al igual que en las conexiones soldadas, las conexiones atornilladas también requieren evaluar diversos criterios antes de realizar el cálculo. Estos criterios son fundamentales para garantizar precisión y facilitar el proceso de diseño.

En primer lugar se debe definir las siguientes propiedades del perno:

$$\begin{aligned} \text{PernoEstructural} &= \text{ASTM A325.} \\ F_{nt} &= 90 \text{ (ksi).} \\ F_{nv} &= 68 \text{ (ksi).} \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned} F_{nt} &= \text{Resistencia a la tracción del perno estructural (ksi).} \\ F_{nv} &= \text{Resistencia al cortante del perno (ksi).} \end{aligned}$$

Así mismo se debe definir las propiedades de los elementos conectados.

$$\begin{aligned} \text{PlanchaEstructural} &= \text{Acero A36.} \\ F_u &= 58 \text{ (ksi).} \\ F_y &= 36 \text{ (ksi).} \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned} F_u &= \text{Resistencia última o a la tracción del material (ksi).} \\ F_y &= \text{Resistencia a la fluencia del material (ksi).} \end{aligned}$$

Una vez determinado los pasos anteriores, se procede con las siguientes características del perno.

$$\begin{aligned} \phi_p &= \text{Diámetro del Perno (mm).} \\ \phi_a &= \text{Diámetro del Agujero (mm).} \\ A_b &= \text{Área del Perno Escogido (mm}^2\text{).} \\ A_a &= \text{Área del Agujero del Perno Escogido (mm}^2\text{).} \\ n_h &= \text{Número de filas de pernos en dirección horizontal.} \\ n_v &= \text{Número de filas de pernos en dirección vertical.} \\ s_h &= \text{Espaciamiento de interejos de agujeros en dirección horizontal.} \\ s_v &= \text{Espaciamiento de interejos de agujeros en dirección vertical.} \\ X &= \text{Numero de Efectos Cortantes.} \end{aligned}$$

(colocar información teorica de las diapositivas)

Luego se definen las siguientes características del elemento de conexión primaria.

- $t_p$  = Espesor de elemento conectado ( $mm$ ).
- $l_{ep}$  = Menor distancia de centro de agujero a borde en dirección paralela de carga. ( $mm$ ).
- $l_{TracciónP}$  = Longitud de placa en dirección de la tracción en base a la carga. ( $mm$ ).
- $A_{gp}$  = Área de sección de placa en dirección de la tracción. ( $mm^2$ ).
- $d_{ip}$  = Menor distancia de centro de agujero a borde en dirección perpendicular de carga. ( $mm$ ).

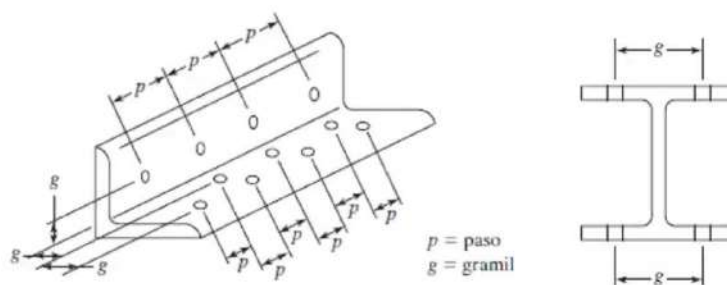
Luego se definen las siguientes características del elemento de conexión secundaria.

- $t_s$  = Espesor de elemento conectado ( $mm$ ).
- $l_{es}$  = Menor distancia de centro de agujero a borde en dirección paralela de carga. ( $mm$ ).
- $l_{TracciónS}$  = Longitud de placa en dirección de la tracción en base a la carga. ( $mm$ ).
- $A_{gs}$  = Área de sección de placa en dirección de la tracción. ( $mm^2$ ).
- $d_{is}$  = Menor distancia de centro de agujero a borde en dirección perpendicular de carga. ( $mm$ ).

Para determinar el espaciado mínimo entre agujeros y la distancia mínima al borde del elemento de conexión se apoya con las Figuras 7.47 y 7.48

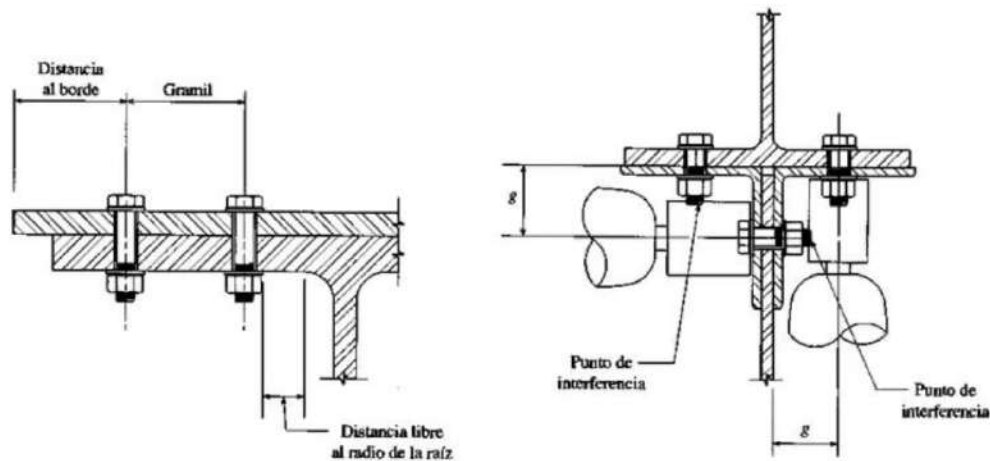
**Figura 7.47**

*Espaciado mínimo entre Agujeros.*



**Nota:** Se observan los parámetros para que representan la conexión, como paso, gramil, separaciones, etc. (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

El paso se define como la distancia entre centros de tornillos en una dirección paralela al eje del miembro. Por su parte, el gramil corresponde a la distancia entre centros de hileras de tornillos en dirección perpendicular al eje del miembro.

**Figura 7.48***Distancia Mínima al Borde.*

**Nota:** Se observan las distancias mínimas al borde (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

La distancia al borde se define como la separación entre el centro de un tornillo y el borde adyacente del miembro. Por su parte, la distancia entre tornillos corresponde a la menor separación entre dos sujetadores, ya sea en la misma hilera o en hileras diferentes.

Las uniones deben diseñarse lo más cortas y compactas posible, con el fin de reducir el peso total de la estructura y mejorar estéticamente su apariencia (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

- **Espaciado Mínimo:**

Se requieren estos espacios también para las llaves que sirven para ajustar el tornillo. Así mismo evita que el punzonado entre agujeros dañe el metal y disminuya su resistencia (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

$$2.66 * \phi - 3 * \phi = \text{Rango para Espaciado Mínimo.}$$

- **Distancia Mínima al borde:**

Evita una protuberancia al borde debido al troquelado del agujero. Evita el pandeo o elevación local del elemento conectado (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

$$1.25 * \phi = \text{Distancia M\u00ednima al borde.}$$

**Figura 7.49**

*Tabla J3.4 - Distancia M\u00ednima de Centro de Agujero a Borde.*

TABLE J3.4 Minimum Edge Distance from Center of Standard Hole to Edge of Connected Part, in		TABLE J3.4M Minimum Edge Distance from Center of Standard Hole to Edge of Connected Part, mm	
Bolt Diameter, in	Minimum Edge Distance	Bolt Diameter, mm	Minimum Edge Distance
1/2	3/4	16	22
5/8	7/8	20	26
3/4	1	22	28
7/8	1 1/8	24	30
1	1 1/4	27	34
1 1/8	1 1/2	30	38
1 1/4	1 5/8	36	46
\u2265 1 1/4	1 1/4 x d	\u2265 36	1.25 x d

**Nota:** Se observan las distancias m\u00ednimas al borde (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024).

■ **Espaciado M\u00e1ximo:**

Evita la introducci\u00f3n de agentes externos que permitan la corrosi\u00f3n y da\u00f1os internos. As\u00ed mismo consigue un comportamiento m\u00e1s continuo (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

$$24 * t_{min} - 12in = \text{Rango para Miembros Pintados con Anticorrosivo.}$$

$$14 * t_{min} - 7in = \text{Rango para Miembros a la Interperie.}$$

■ **Distancia M\u00e1xima al borde:**

Evita la introducci\u00f3n de agentes externos (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

$$12 * t_{min} - 6in = \text{Rango para Distancia M\u00e1xima al Borde.}$$

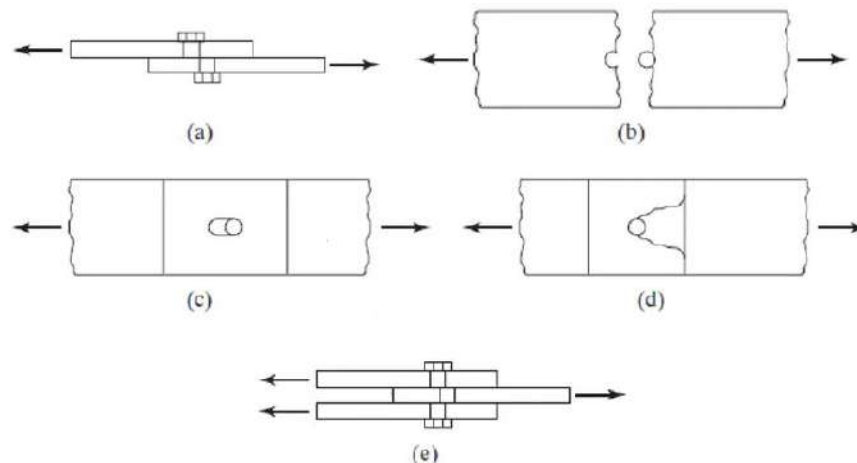
Una vez definidos los datos principales para el análisis y desarrollo estructural, se procede a establecer las fuerzas aplicadas en la conexión. Estos valores se obtienen a partir de los análisis estructurales realizados en SAP2000. Asimismo, se recomienda considerar el valor más desfavorable entre todas las conexiones con la misma configuración estructural.

$$V_u = \text{Fuerza Aplicada en la Conexión (Cortante) (kN)}.$$

- En la Figura 7.50a se muestra la posibilidad de falla en una junta traslapada por cortante del tornillo en el plano entre los miembros (Cortante Simple).
- En la Figura 7.50b se muestra la posibilidad de una falla a tensión de una de las placas a través del agujero de un tornillo.
- En la Figura 7.50c se da la posible falla del tornillo y/o de las placas por aplastamiento entre ambos.
- En la Figura 7.50d se muestra la posibilidad de falla debido al desgarramiento de una parte del miembro.
- En la Figura 7.50e se muestra la posibilidad de una falla por cortante de los tornillos a lo largo de dos planos (cortante doble).

### Figura 7.50

*Tipos de Fallas en Conexiones Empernadas.*



**Nota:** Se observan los tipos de falla en las conexiones emperradas (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

Para el desarrollo de los criterios de diseño, se debe consultar la tabla J3.2, la cual detalla las propiedades de los pernos. Esta tabla contempla dos categorías específicas: pernos tipo X y tipo N. La categoría X indica que la rosca está excluida del plano de corte, mientras que la categoría N señala que la rosca se encuentra incluida en dicho plano.

**Figura 7.51**

*Tabla J3.2 - Resistencia Nominal de Pernos y Elementos Roscados.*

TABLE J3.2 Nominal Strength of Fasteners and Threaded Parts, ksi (Mpa)					
Description of Fasteners	Nominal Tensile Strength, F <sub>t</sub> , (ksi)	Nominal Tensile Strength, F <sub>t</sub> , (Mpa)	Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, F <sub>nv</sub> , (ksi)	Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, F <sub>nv</sub> , (Mpa)	Nomenclatura
A307 Bolts	45	310	27	186	A307
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are included in shear planes	90	620	54	372	A325N
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are excluded in shear planes	90	620	68	469	A325X
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are included in shear planes	113	780	68	469	A490N
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are excluded in shear planes	113	780	84	579	A490X
Group C (e.g., F3043) bolts assemblies, when threads and transition area of shank are included in shear planes	150	1040	90	620	F3043N
Group C (e.g., F3043) bolts assemblies, when threads and transition area of shank are excluded in shear planes	150	1040	113	779	F3043X
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are included in shear planes	0.75F <sub>u</sub>	0.75F <sub>u</sub>	0.450F <sub>u</sub>	0.450F <sub>u</sub>	OTRO
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded in shear planes	0.75F <sub>u</sub>	0.75F <sub>u</sub>	0.563F <sub>u</sub>	0.563F <sub>u</sub>	OTRO

**Nota:** Se observan la resistencia nominal de pernos y elementos roscados tipo X y (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024).

Para determinar el diámetro del agujero requerido para el cálculo, se debe utilizar la Figura 7.52.

## Figura 7.52

Tabla J3.3 - Dimensiones Nominales de Agujeros.

TABLE J3.3 Nominal Hole Dimensions, in					TABLE J3.3M Nominal Hole Dimensions, mm				
Bolt Diameter, in	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width x Length)	Long-Slot (Width x Length)	Bolt Diameter, in	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width x Length)	Long-Slot (Width x Length)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4	M16	18	20	18 x 22	18 x 40
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16	M20	22	24	22 x 26	22 x 50
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8	M22	24	28	24 x 30	24 x 55
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16	M24	27	30	27 x 32	27 x 60
1	1 1/8	1 1/4	1 1/8 x 1 5/16	1 1/8 x 2 1/2	M27	30	35	30 x 37	30 x 67
≥ 1 1/8	d + 1/8	d + 5/16	(d + 1/8) x (d + 3/8)	(d + 1/8) x (2.5 x d)	M30	33	38	33 x 40	33 x 75
					≥ M36	d+3	d + 8	(d + 3) x (d + 10)	(d + 3) x (2.5 x d)

**Nota:** Se observan los diámetros nominales de los agujeros en función de los pernos escogidos (American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC), 2024).

A continuación se procede con el cálculo y validación de los criterios de diseño antes estipulados para las conexiones empernadas:

- **Resistencia a la falla por Corte:**

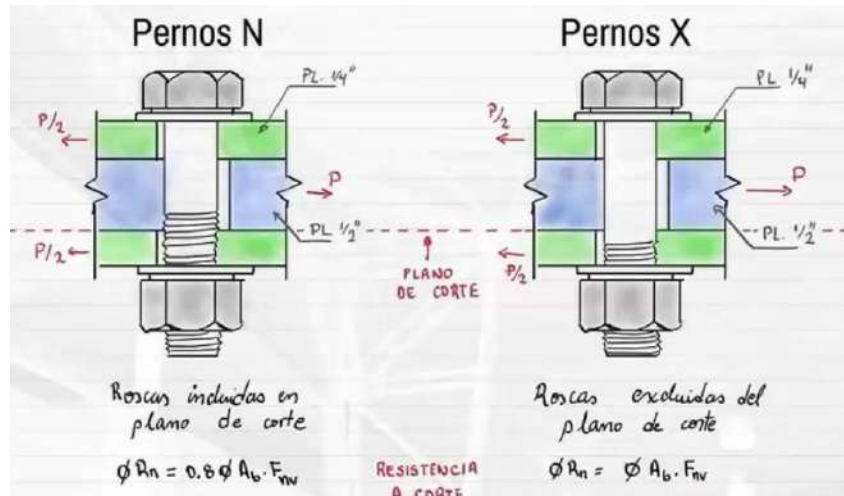
Se utiliza la Ecuación 7.115 para determinar la resistencia ante la carga cortante para el elemento principal y el secundario:

$$R_n = X * n * F_{nv} * A_b \quad (7.115)$$

Para este criterio de diseño se debe apoyar en la Figura 7.51 para determinar la resistencia al corte del perno a calcular.

**Figura 7.53**

*Esquema de Pernos N y X.*



**Nota:** Se observa un esquema de los tipos de perno estructural según la disposición de la rosca (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

- **Resistencia a la falla por Desgarramiento y Ovalamiento:**

Se utiliza la Ecuación 7.116 y 7.117 para determinar la resistencia ante el desgarramiento y ovalamiento para el elemento principal y el secundario. Se utiliza la Ecuación J3.6a de la AISC considerando deformaciones.

$$R_n = 1.2 * l_{ep} * t_p * F_u * \tag{7.116}$$

$$R_n = 1.2 * l_{es} * t_s * F_u * \tag{7.117}$$

**Figura 7.54**

*Falla por Desgarramiento y Ovalamiento.*



**Nota:** Se observa una falla por desgarramiento y ovalamiento en una conexión emperrada (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

- **Resistencia a la falla por Ruptura:**

Se utiliza la Ecuación 7.118 y 7.119 para determinar la resistencia ante la falla por fluencia o ruptura.

$$\phi * R_n = \phi A_g * F_y \quad (7.118)$$

$$\phi * R_n = \phi A_n * F_u \quad (7.119)$$

donde:

$A_g$  = Área Gruesa del Elemento para sección a Tracción ( $mm^2$ ).

$A_n$  = Área Neta del Elemento para sección a Tracción ( $mm^2$ ).

$F_y$  = Resistencia a la Fluencia (MPa).

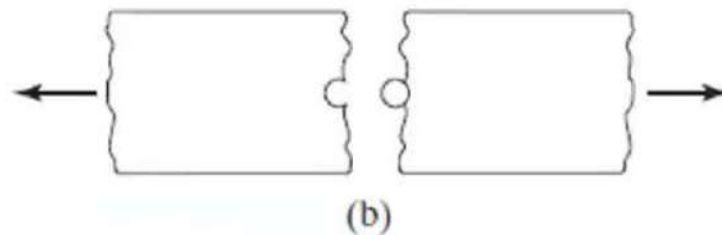
$F_u$  = Resistencia a la Ruptura (MPa).

$\phi$  = Factor de Reducción para LRFD (0.75).

En la sección reducida (agujero del perno), ya no se considera la Fluencia, sino la Fractura o Ruptura. El área de esta sección se llama Área Neta. En la sección normal (placa o elemento), se considera la Fluencia. El área de esta sección se llama Área Bruta.

**Figura 7.55**

*Falla por Ruptura o Fluencia.*



**Nota:** Se observa una falla por fluencia o ruptura (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

Se determina el área efectiva del elemento con el valor mínimo obtenido de las siguientes Ecuaciones:

$$A_e = U_{bs} * A_n \quad (7.120)$$

$$A_e = 0.85 * A_g \quad (7.121)$$

$A_e$  = Área Efectiva del Elemento para sección a Tracción ( $mm^2$ ).

$U_{bs}$  = Factor de Reducción del Área Neta del Elemento.

### Figura 7.56

Factor  $U_{BS}$  para Ruptura o Bloque Cortante.

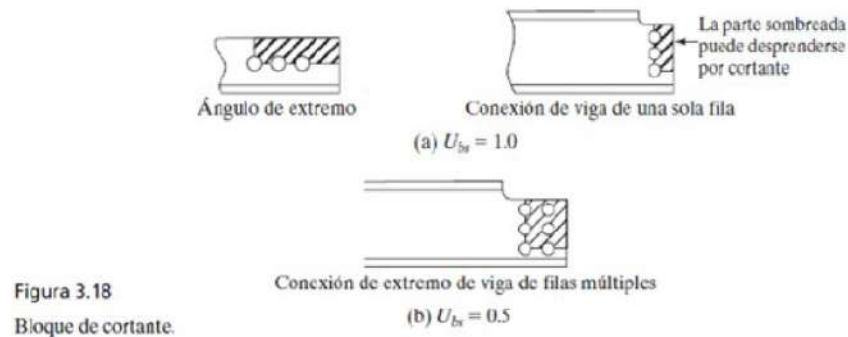


Figura 3.18  
Bloque de cortante.

**Nota:** Se observa el factor  $U_{bs}$  para el cálculo del área efectiva del elemento (McCormak Jack, 2013).

Por último se utiliza la Ecuación 7.122 para determinar la resistencia ante la ruptura.

$$R_n = F_u * A_e \quad (7.122)$$

- **Resistencia a la falla por Bloque Cortante:**

Se debe considerar el menor valor obtenido mediante las Ecuaciones 7.123 y 7.124 para determinar la resistencia ante la falla por bloque cortante.

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \quad (7.123)$$

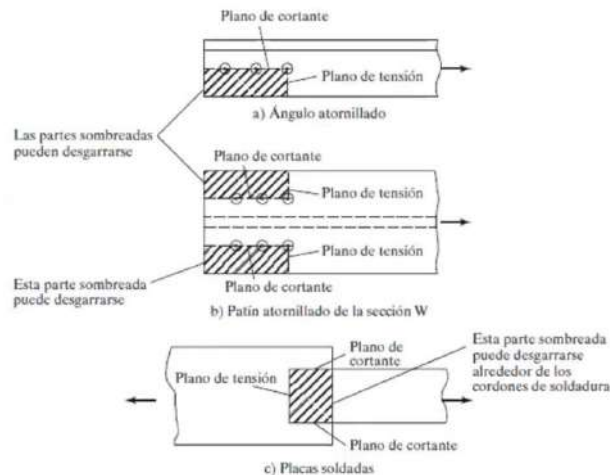
$$R_n = 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \quad (7.124)$$

donde:

- $A_{gv}$  = Área Gruesa del Elemento para sección en plano cortante ( $mm^2$ ).
- $A_{nv}$  = Área Neta del Elemento para sección en el plano cortante ( $mm^2$ ).
- $A_{nt}$  = Área Neta del Elemento para sección en el plano a tracción ( $mm^2$ ).

**Figura 7.57**

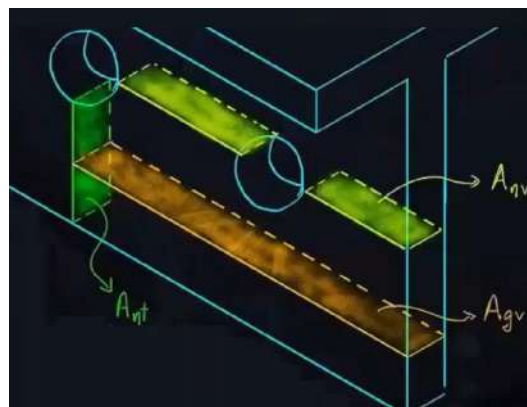
*Planos de Tensión y Cortante - Conexiones Empernadas y Soldada.*



**Nota:** Se observa unos esquemas indicando los planos de las áreas a tracción y a corte según la dirección de la carga (McCormak Jack, 2013).

**Figura 7.58**

*Áreas de Tensión y Cortante - Conexiones Empernadas y Soldada.*



**Nota:** Se observa unos esquemas indicando las áreas a tracción y a corte según la dirección de la carga (Entendiendo Ing Estructural, 2023).

Una vez identificados los valores más desfavorables para cada criterio de diseño, se selecciona

el valor más crítico, el cual se emplea como carga total de diseño en el dimensionamiento de la conexión.

### 7.5.3. Cálculo de Placas Gusset:

El cálculo de las placas gusset resulta fundamental, ya que constituyen el elemento principal de soporte y conexión de los arriostres laterales o cruces de San Andrés. Estos miembros de arriostramiento transmiten predominantemente altas fuerzas axiales con una contribución mínima de flexión. Por esta razón, el estado límite de pandeo se convierte en uno de los criterios más críticos a considerar en su diseño estructural.

#### Figura 7.59

*Línea de Acción de Placa Gusset - Método de Pandeo.*

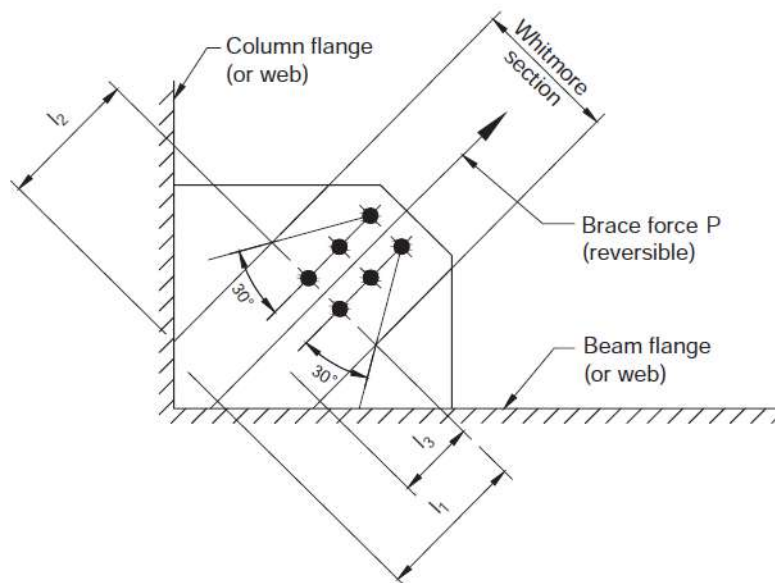


Fig. C-1. Line of action buckling method (LOAM).

**Nota:** Se observa las líneas de acción necesarias para el cálculo de Whitmore (Muir Larry, 2014).

Según lo establecido en la Guía de Diseño 29 de la AISC, el primer paso en la verificación de una placa gusset consiste en determinar sus longitudes efectivas principales. Estas deben medirse a partir de la última fila de pernos de conexión o, en el caso de uniones soldadas,

desde el límite del cordón de soldadura correspondiente al perfil del arriostre.

- $t_p$  = Espesor de Plancha ( $mm$ ).
- $L_1$  = Distancia desde línea de pandeo en el eje central al borde restringido ( $mm$ ).
- $L_2$  = Distancia desde línea de pandeo superior del ancho de Whitmore al borde ( $mm$ ).
- $L_3$  = Distancia desde línea de pandeo inferior del ancho de Whitmore al borde ( $mm$ ).
- $L_p$  = Longitud Libre de Pandeo ( $mm$ ).

**Figura 7.60**

*Resumen de Factores de Longitud Efectivas - Placa Gusset.*

Table C-1. Summary of Effective Length Factors		
Gusset Configuration <sup>a</sup>	Effective Length Factor, $K$	Buckling Length, $l$ <sup>b</sup>
Compact Corner <sup>c</sup>	— <sup>d</sup>	— <sup>d</sup>
Noncompact Corner <sup>c</sup>	1.0	$l_{avg}$
Extended Corner	0.6	$l_1$
Single Brace	0.7	$l_1$
Chevron	0.65	$l_1$

<sup>a</sup> See Figure C-2 for gusset configurations.  
<sup>b</sup> See Figure C-3 for buckling length.  
<sup>c</sup> See Figure C-4 for determination of compactness.  
<sup>d</sup> Yielding is the applicable limit state for compact corner gusset plates; therefore, the effective length factor and the buckling length are not applicable.

**Nota:** Se observa los factores de longitud efectiva y las longitudes de pandeo según la AISC (Muir Larry, 2014).

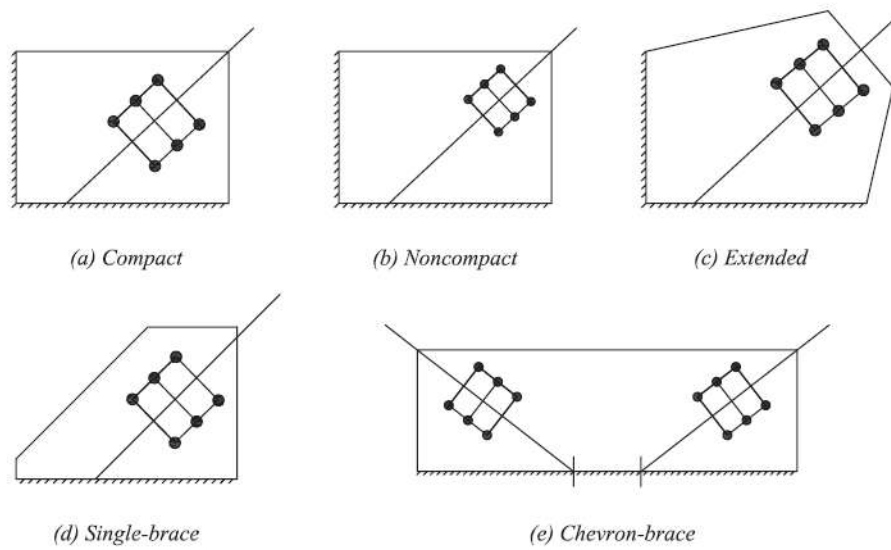
Se debe escoger el Factor de Longitud Efectiva recomendado utilizando la tabla en la Figura 7.60.

Bo Dowswell recomienda utilizar un factor de 1.

Dado que la placa gusset utilizada en el presente diseño califica como una configuración de esquina compacta, el estado límite aplicable es el de fluencia. En consecuencia, no se requiere considerar ni el factor de longitud efectiva ( $K$ ) ni la longitud de pandeo ( $l_b$ ) para esta condición específica.

**Figura 7.61**

*Configuración de Placa Gusset.*



*Fig. C-2. Gusset configurations (Dowswell, 2006).*

**Nota:** Se observan unos tipos de configuraciones de placas gusset (Muir Larry, 2014).

### Figura 7.62

*Longitud de Pandeo - Placa Gusset.*

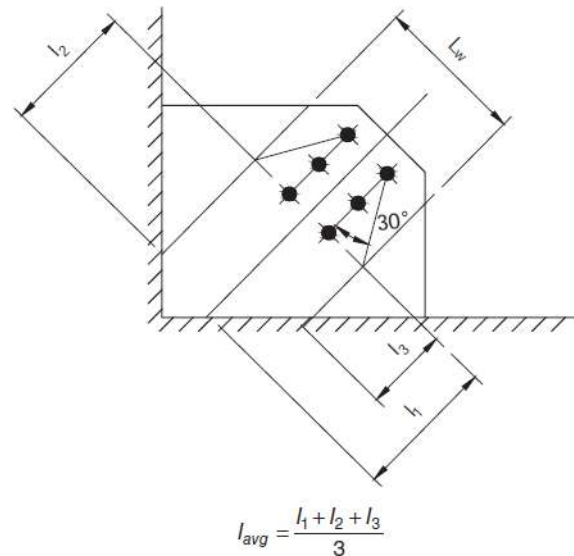


Fig. C-3. Buckling length (Dowswell, 2006).

**Nota:** Se observa un esquema en el que detalla las longitudes necesarias para el calculo de la longitud de pandeo (Muir Larry, 2014).

Como se observa en la Figura 7.62, se debe determinar la Longitud de Pandeo con apoyo de las tres longitudes antes definidas.

Para esto se utiliza la siguiente Ecuación:

$$L_p = \max\left(\frac{L_1 + L_2 + L_3}{3}, L_2\right) \tag{7.125}$$

Así mismo se debe calcular el radio de giro para las planchas con ayuda de la Ecuación 7.126:

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}} \tag{7.126}$$

### Figura 7.63

*Determinación de Compacto o No Compacto - Placa Gusset.*

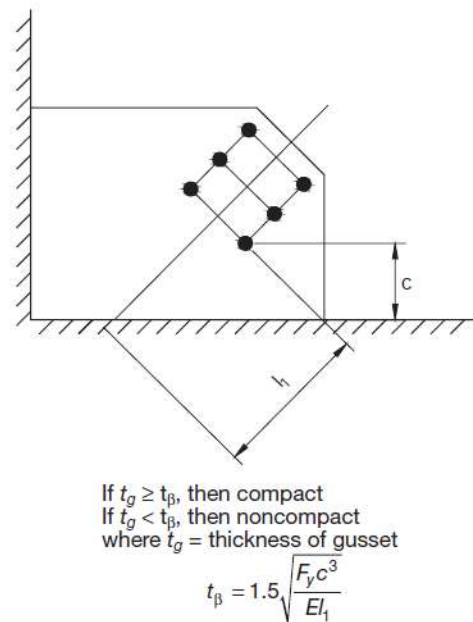


Fig. C-4. Determination of compact/noncompact (Dowswell, 2006).

**Nota:** Se observa un esquema en el que se determina si es compacto o no compacto (Muir Larry, 2014).

Se debe determinar el valor de "c" para poder calcular el valor del espesor mínimo para la placa gusset.

Con este valor determinado, se halla el espesor mínimo para el gusset con la Ecuación 7.127:

$$t_\beta = 1.5 * \sqrt{\frac{F_y * c^3}{E * L_1}} \quad (7.127)$$

Si se cumple la siguiente condición, significa que es compacto, caso contrario no es compacto.

$$t_p \geq t_\beta = Compacto \quad (7.128)$$

$$t_p < t_\beta = \text{NoCompacto} \quad (7.129)$$

- $c$  = Longitud desde último borde de conexión al borde del elemento ( $mm$ ).
- $r$  = Radio de Giro para Planchas Gusset Compactas ( $mm$ ).
- $t_\beta$  = Espesor mínimo para plancha compacta ( $mm$ ).
- $L_w$  = Ancho Efectivo de Whitmore ( $mm$ ).
- $A_g$  = Área gruesa de la sección crítica de Whitmore ( $mm$ ).

Ahora en función de la sección J4.4 de la AISC 360-16, se debe calcular la esbeltez en planchas comprimidas. Para esto se calcula la Longitud Efectiva con la Ecuación 7.130.

$$L_c = k * L_p \quad (7.130)$$

Con la longitud efectiva determinada, se procede con el cálculo del coeficiente de esbeltez.

$$\lambda = \frac{L_c}{r} \quad (7.131)$$

- $L_c$  = Longitud Efectiva ( $mm$ ).
- $k$  = Factores de Longitud Efectivas.

En función de la Ecuación 7.132, se valida si gobierna la Cedencia para proceder con el cálculo mediante la J4.4 y J4.6 de la AISC 360-16.

$$\lambda \leq 25 = \text{GobiernaCedencia} \quad (7.132)$$

En caso de que gobierne el Pandeo como estipula la Ecuación 7.133, se debe dirigir al capítulo E, específicamente la sección E3 de la AISC 360-16.

$$\lambda > 25 = \text{GobiernaPandeo} \quad (7.133)$$

#### ■ Estado Límite de Cedencia:

Se utiliza la siguiente ecuación para determinar la resistencia para el estado límite de cedencia:

$$\phi P_n = \phi * F_y * A_g \quad (7.134)$$

■ **Estado Límite de Pandeo:**

Para el caso del estado límite de pandeo se determina la resistencia con la siguiente ecuación:

$$\phi F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (7.135)$$

Ahora el esfuerzo crítico se determina de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \lambda \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} * F_y \quad (7.136)$$

$$F_{cr} = \lambda > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.877 * F_e \quad (7.137)$$

Una vez determinado el estado límite dominante, se procede a validar la Capacidad Resistente:

$$DC = \frac{P_u}{\phi * P_n} \quad (7.138)$$

donde:

$P_u$  = Carga Axial ejercida sobre la Placa Gusset ( $kN$ ).

$P_n$  = Resistencia según Estado Límite de Gusset ( $kN$ )

## 7.6. Fase 6: Diseño de Placas Base y Anclajes:

Se debe definir los valores de las fuerzas actuantes desde el análisis del SAP2000. Estas fuerzas son las siguientes:

$P_u$  = Fuerza axial actuante en la placa base ( $kN$ ).

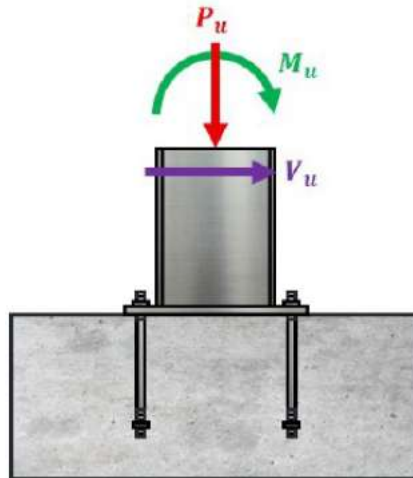
$M_u$  = Momento actuante en la placa base ( $kN$ ).

$V_u$  = Fuerza cortante actuante en la placa base ( $kN$ ).

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del hormigón ( $MPa$ ).

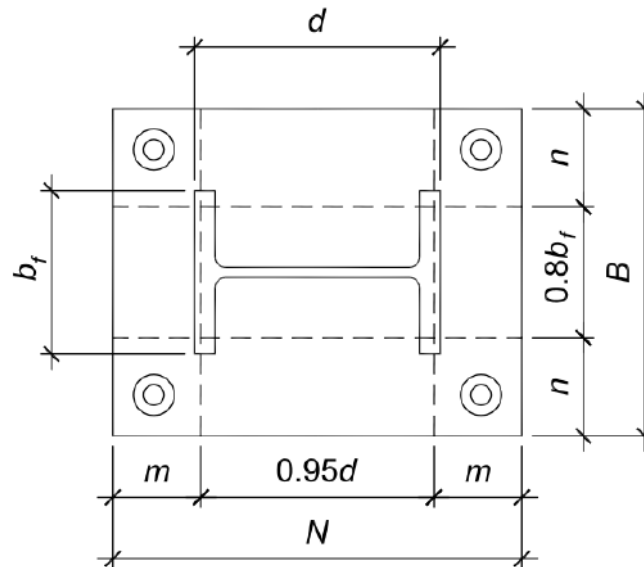
**Figura 7.64**

*Fuerzas Actuantes en la Placa Base.*



**Nota:** Se observa un esquema de las fuerzas actuantes en la placa base (AISC, 2019a).

La Guía de Diseño 01 de la AISC establece que, previo al predimensionamiento de la placa base, se debe definir la geometría y las propiedades del perfil de la columna.

**Figura 7.65***Lineas de Pandeo Asumidas - Placa Base.*

**Nota:** Se observa un esquema de la geometría y líneas de pandeo en la placa base (AISC, 2019a).

donde:

$d$  = Altura del perfil de la columna ( $mm$ ).

$b_f$  = Ancho del perfil de la columna ( $mm$ )

Luego se estipulan los factores de minoración de la resistencia según la AISC y la ACI:

$\phi_b$  = Factor para cedencia por flexión de la plancha a tracción o compresión (0.90).

$\phi_c$  = Factor para aplastamiento del concreto (0.65).

Así mismo se debe consolidar los datos de los anclajes a utilizar para las placas base.

$a$  = Distancia Placa a Perno ( $mm$ ).

$n_b$  = Número de pernos en la placa base

**Figura 7.66**

*Materiales de Pernos de Anclaje - DG01.*

Table 2.2. Anchor Rod Materials						
Material ASTM	Tensile Strength, $F_u$ (ksi)	Nominal Tensile Stress, <sup>[a]</sup> $F_{nt} = 0.75F_u$ (ksi)	Nominal Shear Stress (X type), <sup>[a, b]</sup> $F_{nv} = 0.50F_u$ (ksi)	Nominal Shear Stress (N type), <sup>[a, c]</sup> $F_{nv} = 0.40F_u$ (ksi)	Maximum Diameter, in.	
F1554	Gr 36 <sup>[d]</sup>	58	43.5	29.0	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30.0	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50.0	3
A449		120	90.0	60.0	48.0	1
		105	78.8	57.5	42.0	1½
		90	67.5	45.0	36.0	3
A36	58	43.5	29.0	23.2	4	
A307	58	43.5	29.0	23.2	4	
A354	150	112	75.0	60.0	2½	
Gr BD	140	105	70.0	56.0	4	

<sup>[a]</sup> Nominal stress on unthreaded body for cut threads (based on major thread diameter for rolled threads)  
<sup>[b]</sup> Threads excluded from shear plane  
<sup>[c]</sup> Threads included in the shear plane  
<sup>[d]</sup> Preferred material specification

**Nota:** Se observan materiales recomendados para los pernos de anclaje con sus propiedades mecánicas (AISC, 2019a).

De la Figura 7.66 se determina los siguientes parámetros para el diseño:

$$F_{nt} = \text{Esfuerzo nominal a Tracción (ksi).}$$

$$F_u = \text{Resistencia última a Tracción (ksi)}$$

$$F_{nv} = \text{Esfuerzo nominal a Cortante (ksi).}$$

Por siguiente, se definen los materiales para las placas base con ayuda de la Figura 7.67

### Figura 7.67

*Materiales para la Placa Base.*

Table 2.1. Base Plate Materials	
Thickness ( $t_p$ )	Plate Availability
$t_p \leq 4$ in.	ASTM A36 <sup>[a]</sup> ASTM A572 Gr 42 or 50 ASTM A588 Gr 42 or 50
$4$ in. $< t_p \leq 6$ in.	ASTM A36 <sup>[a]</sup> ASTM A572 Gr 42 ASTM A588 Gr 42
$t_p > 6$ in.	ASTM A36
<sup>[a]</sup> Preferred material specification	

**Nota:** Se observan materiales recomendados para las placas base y su espesor (AISC, 2019a).

Se establecen previamente las dimensiones tanto de la placa base como de la base de concreto, considerando las fuerzas que actuarán sobre la estructura.

$N$  = Largo de la placa base paralelo al alma del perfil ( $mm$ ).

$B$  = Ancho de la placa base perpendicular al alma del perfil ( $mm$ ).

$H_{con}$  = Largo de la base de concreto paralelo al alma del perfil ( $mm$ ).

$B_{con}$  = Ancho de la base de concreto perpendicular al alma del perfil ( $mm$ ).

Es importante señalar que estos predimensionamientos se realizan considerando criterios de estética y el espacio disponible para la instalación. Posteriormente, el diseño preliminar se valida conforme a los lineamientos establecidos en la Guía de Diseño 01.

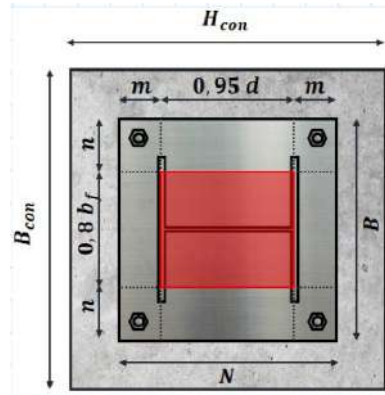
Posteriormente se calculan los valores de "m" y "n", las cuales se detallan en la Figura 7.68.

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} \quad (7.139)$$

$$n = \frac{B - 0.8 * b_f}{2} \quad (7.140)$$

**Figura 7.68**

*Geometría de Placa Base.*

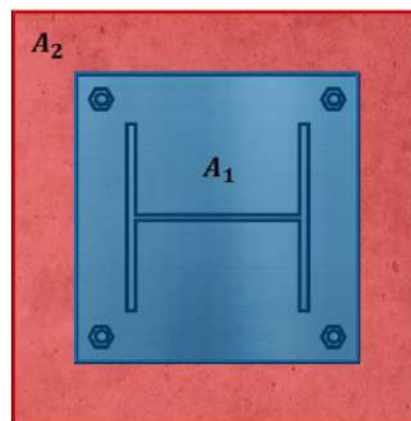


**Nota:** Se observa la geometría y valores esenciales para el dimensionado de la placa base (AISC, 2019a).

Se dimensiona el área de distribución de la carga sobre la placa base y el pedestal o sección del concreto.

**Figura 7.69**

*Áreas de Placa Base y Concreto.*



**Nota:** Se observa las áreas en la placa base y en la base de concreto que se deben definir (AISC, 2019a).

$$A_1 = N * B \quad (7.141)$$

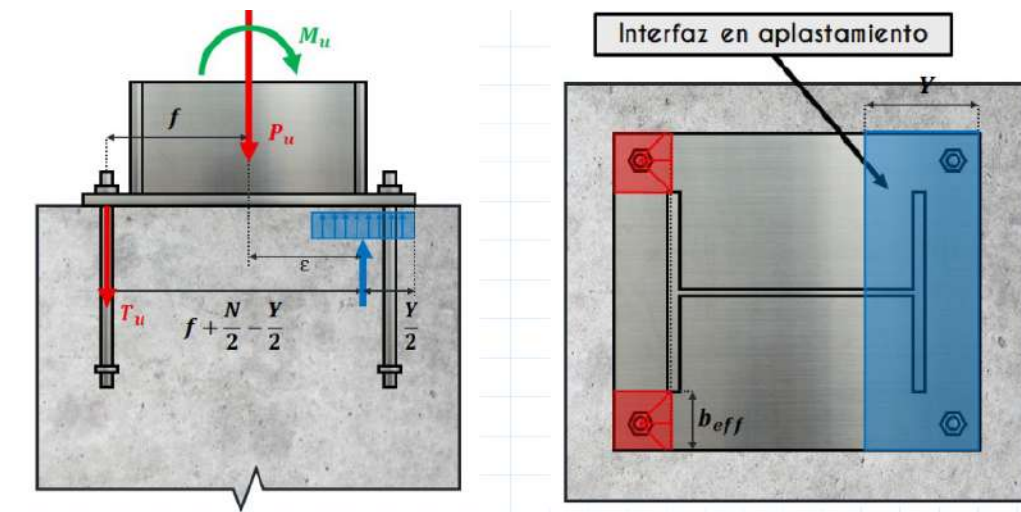
$$A_2 = H_{con} * B_{con} \quad (7.142)$$

### 7.6.1. Método de Distribución de Presión Uniforme

Para diseñar se sigue la metodología de la presión uniforme.

**Figura 7.70**

*Método de Distribución de Presión Uniforme.*



**Nota:** Se observa un esquema con las áreas de distribución de presión (AISC, 2019a).

$$f_{pmax} = 0.85 * f'c \quad (7.143)$$

En ausencia de regulaciones específicas, se establece que la resistencia de diseño a la compresión por aplastamiento del concreto  $\phi_c * P_p$  y la resistencia permisible a la compresión por aplastamiento del concreto  $P_p/\Omega_c$ , correspondientes al estado límite de aplastamiento, se determinarán de la siguiente manera:

$\Omega_c$  = Factor de Reducción/Aumento ASD (2.31).

$\phi_c$  = Factor de Reducción/Aumento LRFD (0.65).

La resistencia nominal a la compresión por apoyo, se determina de la siguiente manera:

a) Sobre toda el área de un soporte de concreto:

$$P_p = 0.85 * f'c * A_1 \quad (7.144)$$

b) En un área menor a la total del apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 * f'c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 * f'c * A_1 \quad (7.145)$$

$A_1$  = Área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto ( $mm^2$ ).

$A_2$  = Área máxima de la superficie de apoyo similar y concentrica con el area de carga ( $mm^2$ ).

$f'c$  = Resistencia a compresión especificada del concreto ( $kgf/cm^2$ ).

$f_{max}$  = Resistencia a compresión máxima del concreto ( $kgf/cm^2$ ).

La resistencia máxima del concreto para el diseño se define como la menor de las calculadas con las Ecuaciones 7.144 y 8.4:

$$q_{max} = f_{pmax} * B \quad (7.146)$$

## 7.6.2. Análisis de Excentricidad

Se debe analizar la excentricidad máxima por estabilidad:

$$\varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 * f_{pmax} * B} \quad (7.147)$$

Así mismo la excentricidad entre las cargas actuantes:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (7.148)$$

Una vez hallados los valores anteriores, se debe verificar la siguiente condición:

$$e \leq \varepsilon_{max} = \text{Excentricidad Pequeña} \quad (7.149)$$

Caso contrario se considera una Excentricidad Grande.

$$f = \frac{0.95 * d}{2} + a \quad (7.150)$$



### Figura 7.72

Placa Base con Momento Grande.

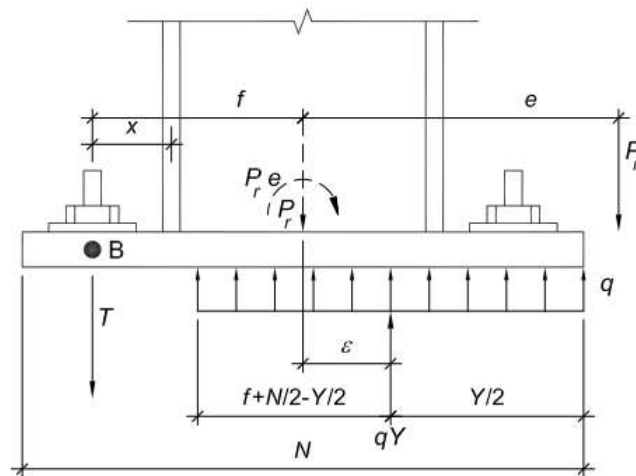


Figure 3.4.1. Base plate with large moment.

**Nota:** Se observa el caso de un momento grande en la placa base (AISC, 2019a).

Se debe definir las longitudes de aplastamiento para la ruptura a tracción del perno de anclaje:

$$Y_1 = \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 * P_u * (e + f)}{f_{pmax} * B}} \quad (7.151)$$

$$Y_2 = \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 * P_u * (e + f)}{f_{pmax} * B}} \quad (7.152)$$

Se escoge el maximo de los valores antes calculados para la longitud de aplastamiento.

$$Y = Y_2 = Y_1 > N \quad (7.153)$$

Caso contrario,

$$Y = N = Y_1 < N \quad (7.154)$$

La carga  $T_u$ , es la tracción total necesaria para garantizar el equilibrio, la cual deberá ser desarrollada por los pernos de anclaje. Como no existe alguna asimetría en la fila de pernos

en estudio y ambos pernos serán del mismo diámetro, es permitido asumir que esta carga se repartirá de forma equitativa entre los 2 pernos.

$$T_u = Y * f_{pmax} * B - P_u \quad (7.155)$$

Se debe determinar la fuerza que empuja el lado a compresión:

$$P = q_{max} * Y \quad (7.156)$$

Así mismo la tracción total para alcanzar el equilibrio:

$$T_u = P - P_u \quad (7.157)$$

#### 7.6.4. Espesor de la Placa Base

- **Interfaz a Compresión:**

Para determinar el espesor de la placa base requerida en la interfaz a compresión, se sigue las siguientes condiciones:

$$Y \geq m = m * \sqrt{\frac{2 * f_{pmax}}{\phi_b * F_y}} \quad (7.158)$$

$$Y \leq m = \sqrt{\frac{4 * f_{pmax} * Y * (m - \frac{Y}{2})}{\phi_b * F_y}} \quad (7.159)$$

- **Interfaz a Tracción:**

Para determinar el espesor de la placa base requerida en la interfaz a tracción, se sigue las siguientes condiciones:

$$x = m - a \quad (7.160)$$

$$b_{eff} = 2 * x \quad (7.161)$$

$$Y \leq m = \sqrt{\frac{4 * \frac{T_u}{n_b} * x}{\phi_b * F_y * b_{eff}}} \quad (7.162)$$

donde:

$x$  = Ancho de líneas de cedencia  $mm$

$b_{eff}$  = Ancho efectivo  $mm$

El espesor de la placa base requerida será la mayor de las anteriores calculadas.

### 7.6.5. Diseño de los Anclajes

Para el diseño de los anclajes se procede con las siguientes metodologías, tanto para tracción y cortante:

- **Diseño por Tracción:**

Se debe determinar el área efectiva para la tracción:

$$A_{anchT} = \frac{T_u}{n_b * \phi_t * F_{nt}} \quad (7.163)$$

$$d_{anchT} = \sqrt{\frac{4 * A_{anchT}}{\pi}} \quad (7.164)$$

$$N_{ua} = \frac{T_u}{n_b} \quad (7.165)$$

donde:

$A_{anchT}$  = Ancho efectivo para la Tracción  $mm^2$

$d_{anchT}$  = Diámetro mínimo de anclaje para caso de Tracción  $mm$

$N_{ua}$  = Tracción Efectiva por Anclaje  $kgf$

- **Diseño por Cortante:**

Se debe determinar el área efectiva para el corte:

$$A_{anchS} = \frac{V_u}{n_b * \phi_s * F_{nv}} \quad (7.166)$$

$$d_{anchS} = \sqrt{\frac{4 * A_{anchS}}{\pi}} \quad (7.167)$$

$$N_{va} = \frac{V_u}{n_b} \quad (7.168)$$

donde:

- $A_{anchS}$  = Ancho efectivo para el Corte  $mm^2$
- $d_{anchT}$  = Diámetro mínimo de anclaje para caso de Cortante  $mm$
- $N_{ua}$  = Cortante Efectivo por Anclaje  $kgf$

Una vez determinados los diámetros requeridos para los anclajes según cada caso de carga, se debe considerar el mayor valor como condición desfavorable y ajustarlo al diámetro comercial disponible en pulgadas.

## 8. Análisis y Resultados

### 8.1. Fase 7: Optimización del Diseño:

En el análisis realizado, no se considera el caso de carga modal, dado que el estudio se efectúa bajo condiciones estáticas y no dinámicas.

#### 8.1.1. Análisis de la Nave Industrial

En la Tabla 8.1, se presenta un resumen comparativo de las naves industriales ubicadas en las zonas de Macas y Cuenca. Dado que Cuenca exhibe un menor nivel de amenaza sísmica, es posible profundizar el proceso de optimización estructural en dicha localidad. Esta condición permite priorizar combinaciones de carga gravitacional en el análisis, lo que facilita una evaluación más detallada y eficiente del comportamiento estructural bajo condiciones de servicio.

**Tabla 8.1***Resumen Comparativo entre Naves.*

Tipo de Perfil	Combinación de Carga	Ratio de Desempeño
<b>Cuenca</b>		
Correa de Techo	1.2CM+1.6CV+0.5Sgranizo	0.936 (C)
Vigas de Carga	1.2CM+1.0EcuenciaY+CV+0.5Sgranizo	0.812 (C)
Vigas de Amarre	1.2CM+1.0EcuenciaY+CV+0.5Sgranizo	0.746 (T)
Arriostres Laterales	1.2CM+1.0EcuenciaY+CV+0.5Sgranizo	0.293 (C)
Columnas	1.2CM+1.6CV+0.5Sgranizo	0.875 (C)
<b>Macas</b>		
Correa de Techo	1.2CM+1.6CV+0.5Sceniza	0.852 (C)
Vigas de Carga	1.2CM+1.0EmacasY+CV+0.5Sceniza	0.846 (C)
Vigas de Amarre	1.2CM+1.0EmacasY+CV+0.5Sceniza	0.868 (T)
Arriostres Laterales	1.2CM+1.0EmacasY+CV+0.5Sceniza	0.302 (C)
Columnas	1.2CM+1.6CV+0.5Sceniza	0.800 (C)

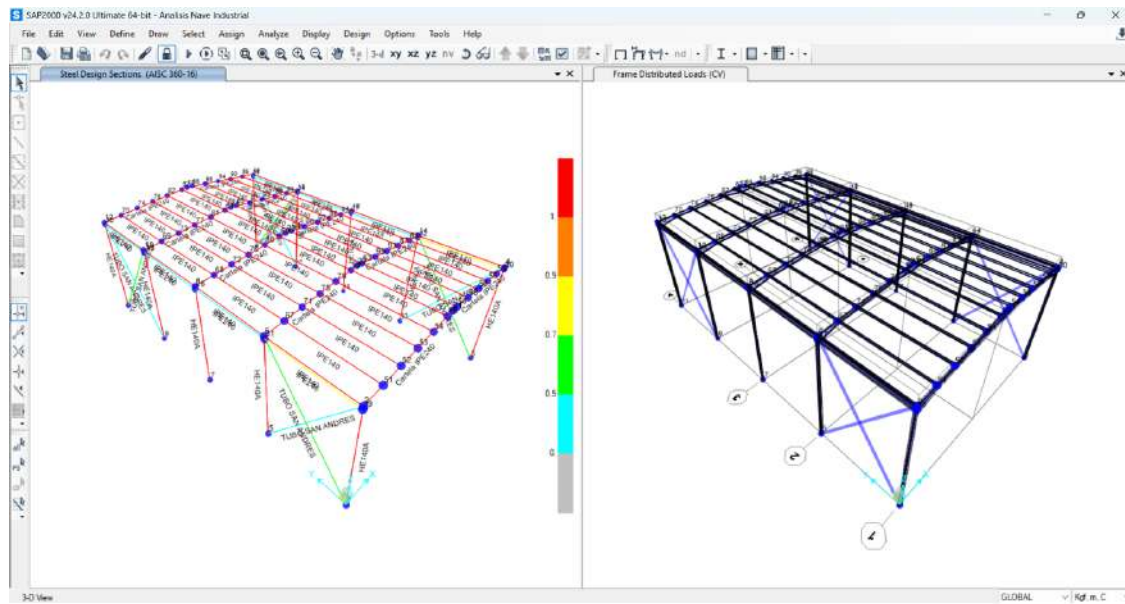
**Nota:** Las combinaciones de carga que predominan son dos para todo el diseño. Los ratios de desempeño se pueden definir a tracción o a compresión.

#### ■ Primer Análisis

Se reemplazan los perfiles estructurales por secciones de mayor tamaño hasta cumplir con las condiciones requeridas. Se incorporan arriostramientos en el techo en forma de “V” para controlar el desplazamiento; sin embargo, se observa que no mejoran los índices de desempeño de la estructura. Por ello, se retiran para evitar sobrecostos y se evalúan alternativas. Finalmente, se opta por colocar cruces de San Andrés en los pórticos laterales como solución.

**Figura 8.1**

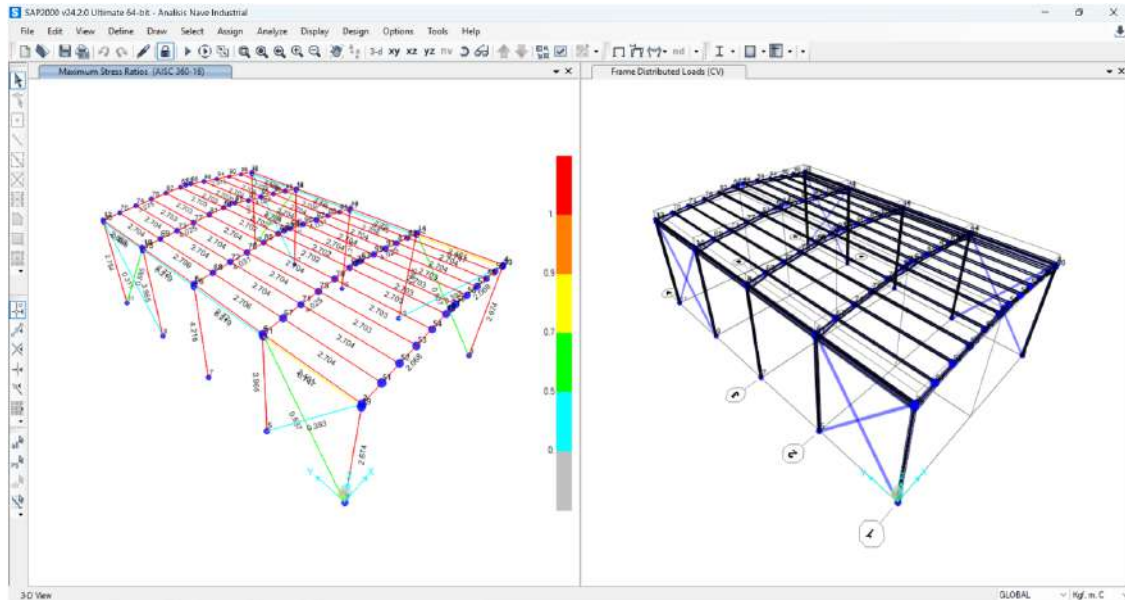
*Primer Análisis Estructural - Nave Industrial - SAP2000.*



**Nota:** Se observa el primer análisis en SAP2000 de la Nave Industrial.

## Figura 8.2

*Ratios de Rendimiento de la Nave Industrial - Primer Análisis - SAP2000.*



**Nota:** Se observan los ratios de desempeño en el primer análisis en SAP2000 de la Nave Industrial.

No cumple las condiciones de diseño.

### ■ Segundo Análisis

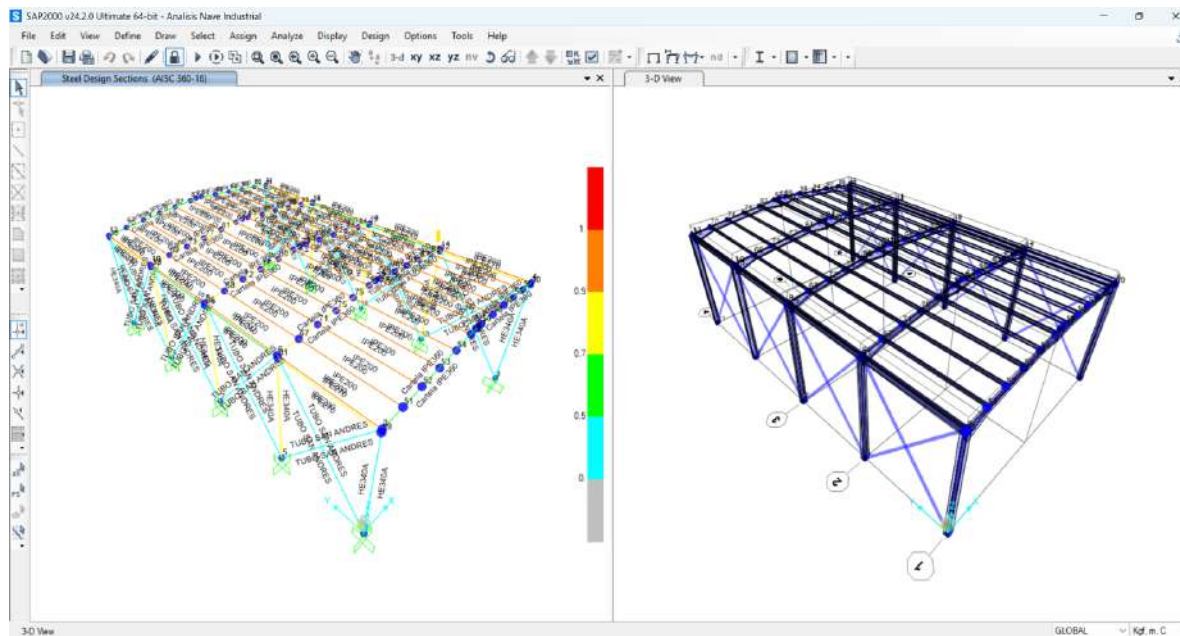
Se modifican las condiciones de apoyo en las bases, pasando de uniones articuladas a uniones rígidas (empotradas), lo que mejora el porcentaje del índice de desempeño.

Tras este ajuste, la estructura cumple con las combinaciones de carga establecidas.

No obstante, esto no implica que sea el análisis óptimo. Existen alternativas en la cubierta para reducir la sección, como la incorporación de varillas o espárragos que disminuyan la longitud no arriostrada, lo cual mejora significativamente la resistencia al pandeo lateral torsional. Esto depende del cliente ya que aumentaría costos de montaje e instalación.

**Figura 8.3**

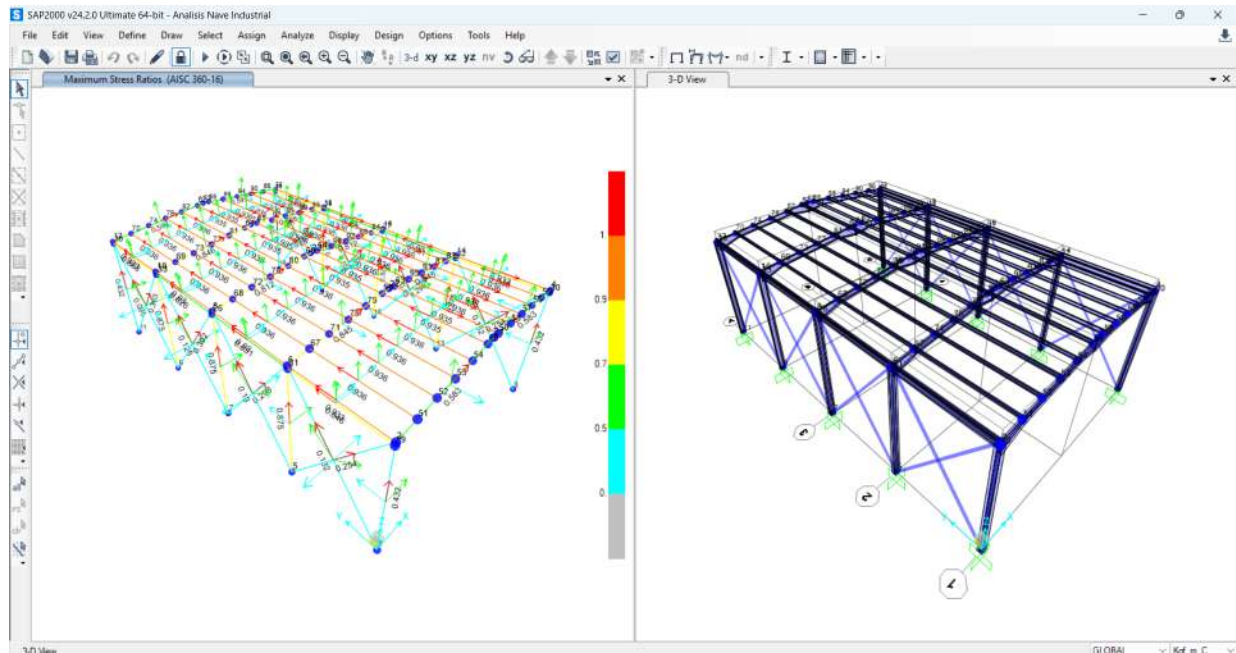
*Segundo Análisis Estructural - Nave Industrial - SAP2000.*



**Nota:** Se observa que cumple las condiciones de diseño en SAP2000 de la Nave Industrial.

## Figura 8.4

*Ratios de Rendimiento de la Nave Industrial - Segundo Análisis - SAP2000.*



**Nota:** Se observan los ratios de desempeño en el segundo análisis en SAP2000 de la Nave Industrial.

### 8.1.2. Análisis del Puente Grúa

En la Tabla 8.2, se presenta un resumen comparativo de los puentes grúa ubicados en las zonas de Macas y Cuenca. Los resultados obtenidos son similares en ambos casos, lo cual se debe a que la combinación de carga predominante no corresponde a la acción sísmica, sino a las cargas dinámicas definidas por la norma CMAA 70, que rigen el diseño y análisis de este tipo de estructuras.

**Tabla 8.2***Resumen Comparativo entre Puentes Grúa.*

Tipo de Perfil	Combinación de Carga	Ratio de Desempeño
<b>Cuenca</b>		
Vigas Carrilera	CM + Pmax+Pls+Pvs+CV	0.374 (T)
Vigas de Carga	CM + Pmax+Pls+Pvs+CV	0.114 (T)
Columnas	CM + Pmax+Pls+Pvs+CV	0.868 (C)
<b>Macas</b>		
Vigas Carrilera	CM + Pmax+Pls+Pvs+CV	0.374 (T)
Vigas de Carga	CM + Pmax+Pls+Pvs+CV	0.114 (T)
Columnas	CM + Pmax+Pls+Pvs+CV	0.868 (C)

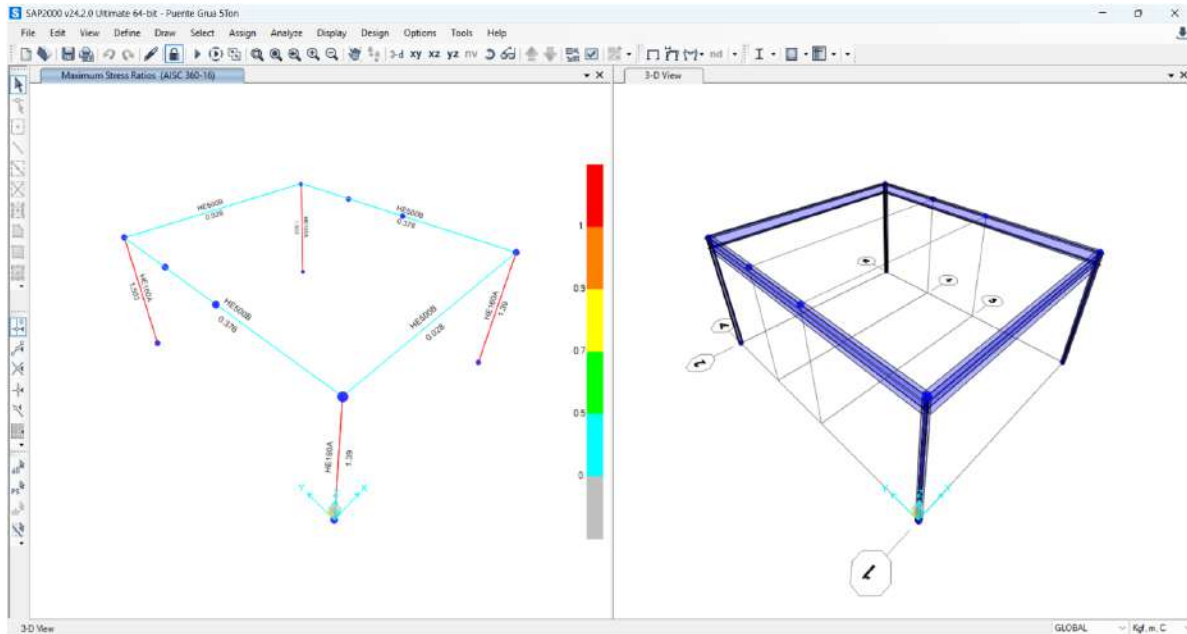
**Nota:** Las combinaciones de carga que predominan son dos para todo el diseño. Los ratios de desempeño se pueden definir a tracción o a compresión.

#### ■ Primer Análisis

En el primer análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados: las columnas presentan una capacidad insuficiente, aunque con un margen reducido respecto a las solicitaciones aplicadas. En consecuencia, se propone iterar hacia una sección transversal de mayor dimensión para el siguiente ciclo de verificación. Por otro lado, las vigas carrileras resultan adecuadas para resistir las cargas definidas en el modelo, cumpliendo con los criterios de diseño establecidos. En contraste, las vigas principales de los pórticos delantero y trasero evidencian un sobredimensionamiento significativo, por lo que se plantea optimizar su diseño en el próximo análisis con el fin de alcanzar un equilibrio más eficiente entre seguridad estructural y economía de materiales.

**Figura 8.5**

*Primer Análisis Estructural - Puente Grúa - SAP2000.*



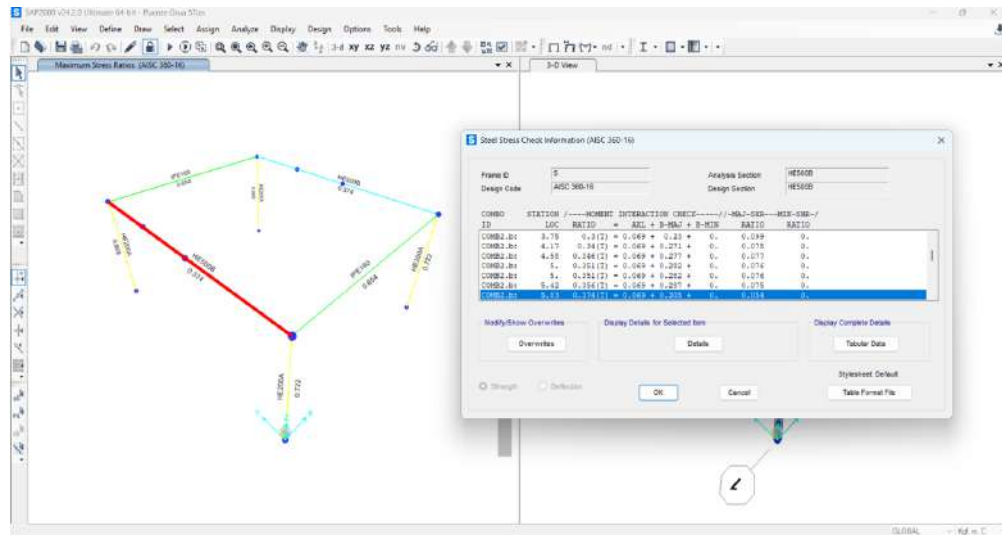
**Nota:** Se observa que no cumple las condiciones de diseño en SAP2000 del Puente Grúa.

### ■ Segundo Análisis

En esta etapa se procede a optimizar el diseño estructural. Para las vigas principales de los pórticos delantero y trasero se reduce la sección inicial, adoptando un perfil tipo IPE que permite un aprovechamiento más eficiente del material sin comprometer la seguridad. De manera complementaria, se incrementa la sección de las columnas con el fin de garantizar un adecuado desempeño frente a las solicitaciones previstas. En cuanto a las vigas carrileras, el análisis evidencia que la combinación de cargas más conservadora corresponde al caso 2.b, el cual contempla simultáneamente la acción de la carga vertical de impacto, la carga longitudinal, la carga viva y la sobrecarga muerta. Esta combinación se considera representativa del escenario de diseño más exigente y, por tanto, constituye la base para la verificación de la resistencia y estabilidad de dichos elementos.

**Figura 8.6**

*Segundo Análisis Estructural - Puente Grúa - SAP2000.*



**Nota:** Se observa que cumple las condiciones de diseño en SAP2000 del Puente Grúa.

### 8.1.3. Análisis de la Oficina Gerencial

En la Tabla 8.3, se presenta un resumen comparativo de las oficinas gerenciales ubicadas en las zonas de Macas y Cuenca. Dado que Cuenca exhibe un menor nivel de amenaza sísmica, es posible profundizar el proceso de optimización estructural en dicha localidad. Esta condición permite priorizar combinaciones de carga gravitacional en el análisis, lo que facilita una evaluación más detallada y eficiente del comportamiento estructural bajo condiciones de servicio.

**Tabla 8.3**

*Resumen Comparativo entre Oficinas.*

Tipo de Perfil	Combinación de Carga	Ratio de Desempeño
<b>Cuenca</b>		
Correa de Techo	1.2CM+1.6CV	0.758 (C)
Correa de Entrepiso	1.2CM+1.6CV	0.752 (C)
Vigas de Carga Techo	1.2Cm+1.0EcuenciaX+Cv	0.823 (C)
Vigas de Carga Entrepiso	1.2Cm+1.0EcuenciaX+Cv	0.793 (C)
Arriostres Laterales	1.2Cm+1.0EcuenciaY+Cv	0.100 (C)
Columnas	1.2Cm+1.0EcuenciaY+Cv	0.393 (C)
<b>Macas</b>		
Correa de Techo	1.2CM+1.6CV	0.758 (C)
Correa de Entrepiso	1.2CM+1.6CV	0.752 (C)
Vigas de Carga Techo	1.2Cm+1.0EmacasX+Cv	0.846 (C)
Vigas de Carga Entrepiso	1.2Cm+1.0EmacasX+Cv	0.829 (C)
Arriostres Laterales	1.2Cm+1.0EmacasY+Cv	0.107 (C)
Columnas	1.2Cm+1.0EmacasY+Cv	0.412 (C)

**Nota:** Las combinaciones de carga que predominan son dos para todo el diseño. Los ratios de desempeño se pueden definir a tracción o a compresión.

■ **Primer Análisis**

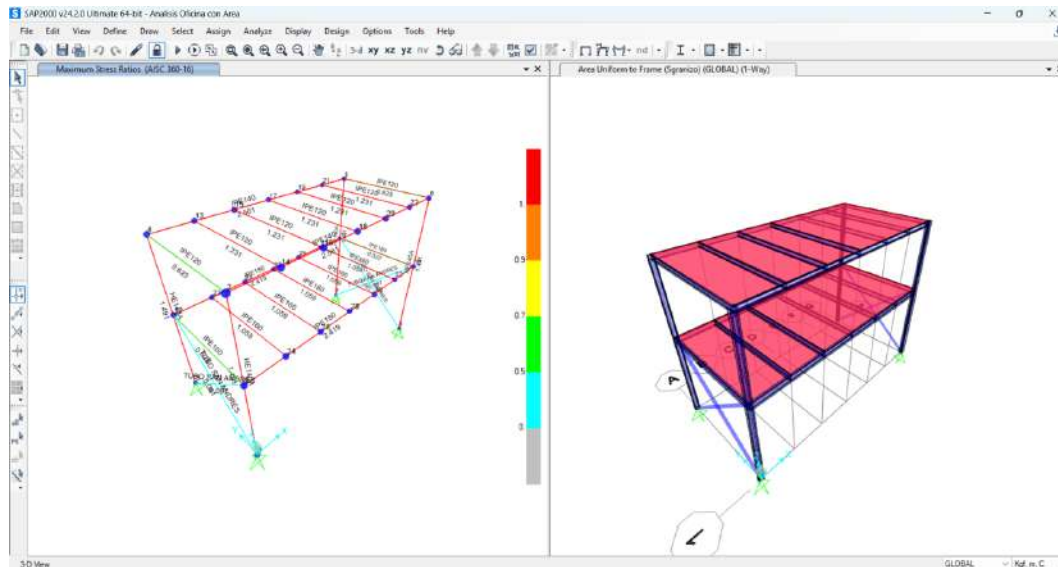
En el análisis inicial se observa que todos los elementos estructurales presentan fallas, con excepción de las cruces de San Andrés. Al revisar el modelo, se identifica que no se había considerado la acción sísmica en la dirección del eje Y. Una vez definidos los patrones de carga sísmica y generadas las combinaciones correspondientes, se ejecuta nuevamente el programa, evidenciándose que la estructura no alcanza la resistencia requerida, fallando específicamente por efecto del sismo en dicho eje.

Para evaluar la influencia de la configuración del modelo, se definen diafragmas rígidos por nivel y se realiza un nuevo cálculo. En SAP2000, la asignación de un Rigid Diaphragm a todos los nodos de un mismo nivel vincula horizontalmente dichos nodos, reproduciendo el comportamiento de una losa rígida en su plano y transmitiendo las cargas laterales

hacia los sistemas verticales resistentes (pórticos, marcos o muros). Posteriormente, se seleccionan los nodos de cada piso y se asignan los diafragmas rígidos con el fin de analizar su efecto en la respuesta global de la estructura.

### Figura 8.7

*Primer Análisis Estructural - Oficina Gerencial - SAP2000.*



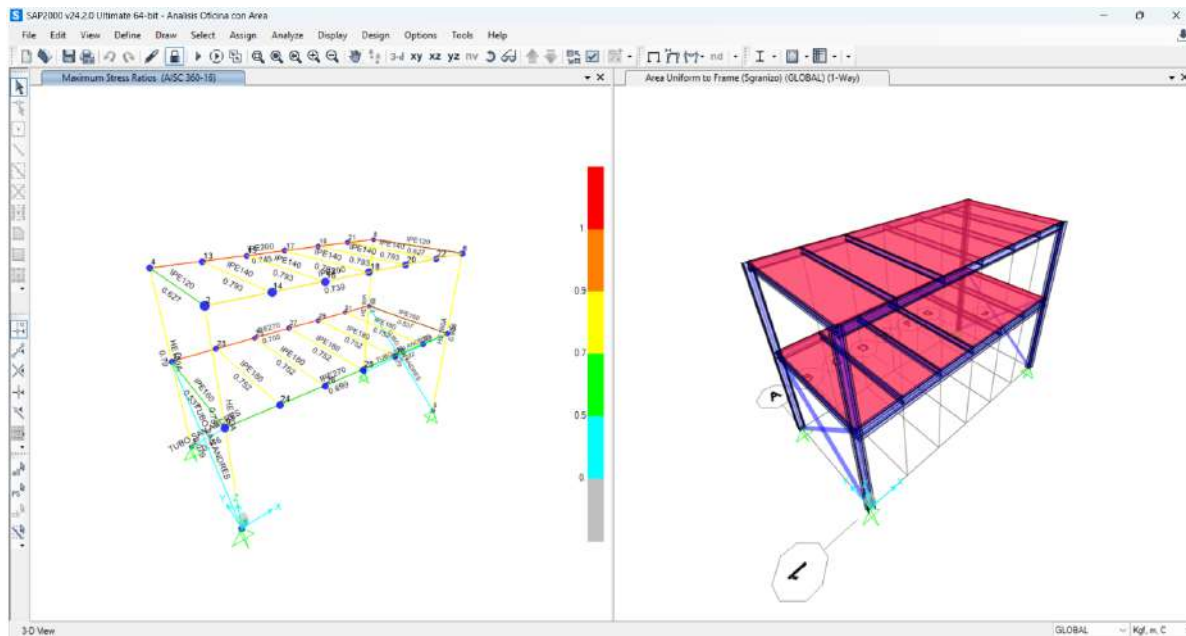
**Nota:** Se observa que no cumple las condiciones de diseño en SAP2000 de la Oficina Gerencial.

- **Segundo Análisis** En el análisis final se mantienen los diafragmas rígidos por nivel y se recalcula el modelo para evaluar su impacto en la respuesta estructural. Los resultados muestran que, al considerar esta condición, la estructura cumple con los requisitos de resistencia y estabilidad establecidos.

En consecuencia, se recomienda que en los análisis sísmicos realizados en SAP2000 se definan siempre los niveles como diafragmas rígidos, a fin de representar de manera más realista el comportamiento global de la edificación

**Figura 8.8**

*Segundo Análisis Estructural - Oficina Gerencial - SAP2000.*



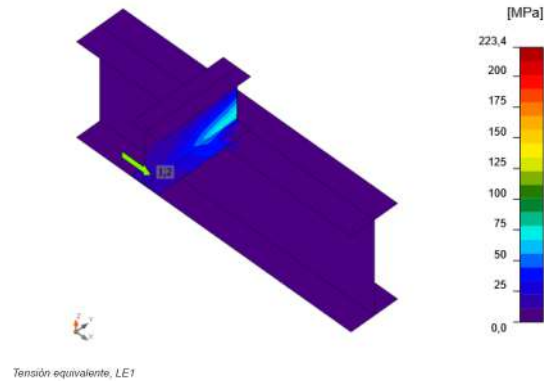
**Nota:** Se observa que cumple las condiciones de diseño en SAP2000 de la Oficina Gerencial.

### 8.1.4. Conexiones de la Nave Industrial

- **Conexión 1 Correa de Techo - Viga de Carga - Nave Industrial**

**Figura 8.9**

*Tensión Equivalente - Conexión 1 Correa de Techo - Viga de Carga - Nave Industrial.*



**Nota:** Se observa la primera conexión de la Nave la cual es la de la correa del techo con la viga de carga del pórtico.

**Figura 8.10**

*Resumen - Conexión 1 Correa de Techo - Viga de Carga - Nave Industrial.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación.
Análisis	100.0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Tomillos	3,1 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ez}$ [MPa]	$\epsilon_{p1}$ [%]	$\sigma_{d,ES}$ [MPa]	Estado
IPE360-bff 1	12,7	LE1	0,6	0,0	0,0	OK
IPE360-ffl 1	12,7	LE1	27,3	0,0	3,0	OK
IPE360-w 1	8,0	LE1	5,4	0,0	0,0	OK
IPE200-bff 1	8,5	LE1	44,6	0,0	5,8	OK
IPE200-ffl 1	8,5	LE1	10,0	0,0	0,0	OK
IPE200-w 1	5,6	LE1	87,2	0,0	0,0	OK

**Datos de diseño**

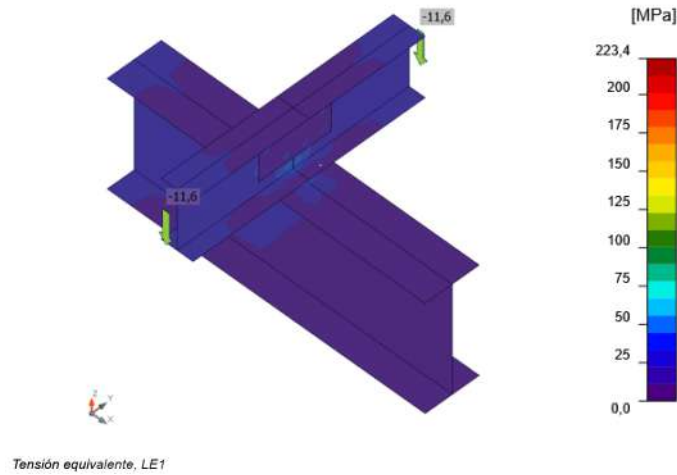
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la primera conexión de la Nave la cual es la de la correa del techo con la viga de carga del pórtico.

■ **Conexión 2 Correa de Techo - Correa de Techo - Nave Industrial**

**Figura 8.11**

*Tensión Equivalente - Conexión 2 Correa de Techo - Correa de Techo - Nave Industrial.*



**Nota:** Se observa la primera conexión de la Nave la cual es la de la correa del techo con correa de techo.

**Figura 8.12**

*Resumen - Conexión 2 Correa de Techo - Correa de Techo - Nave Industrial.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Tornillos	2,9 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$f_{tRk}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
IPE360-bfl 1	12,7	LE1	13,2	0,0	0,0	OK
IPE360-ffl 1	12,7	LE1	44,9	0,0	8,4	OK
IPE360-w 1	8,0	LE1	33,3	0,0	0,0	OK
IPE200.1-bfl 1	8,5	LE1	28,9	0,0	12,3	OK
IPE200.1-ffl 1	8,5	LE1	18,8	0,0	0,0	OK
IPE200.1-w 1	5,6	LE1	45,0	0,0	12,3	OK
IPE200.2-bfl 1	8,5	LE1	27,2	0,0	12,4	OK
IPE200.2-ffl 1	8,5	LE1	18,8	0,0	0,0	OK
IPE200.2-w 1	5,6	LE1	44,9	0,0	12,4	OK
EMPALMEa	6,0	LE1	13,3	0,0	0,4	OK
EMPALMEb	6,0	LE1	13,4	0,0	0,4	OK

**Datos de diseño**

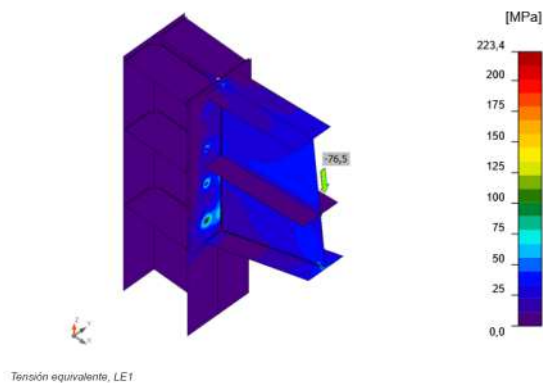
Material	$F_y$ [MPa]	$f_{tRk}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la segunda conexión de la Nave la cual es la de la correa del techo con correa de techo.

■ **Conexión 3 Cartela - Columna - Nave Industrial**

**Figura 8.13**

*Tensión Equivalente - Conexión 3 Cartela - Columna - Nave Industrial.*



**Nota:** Se observa la tercera conexión de la Nave la cual es la de la cartela con la columna.

**Figura 8.14**

*Resumen - Conexión 3 Cartela - Columna - Nave Industrial.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0.0 < 5.0%	OK
Tornillos	0.0 < 100%	OK
Soldaduras	34.6 < 100%	OK
Placado	No calculado	

**Placas**

Nombre	t <sub>p</sub> [mm]	Cargas	σ <sub>es</sub> [MPa]	f <sub>yd</sub> [MPa]	σ <sub>es</sub> /f <sub>yd</sub>	Estado
HEA340-BE 1	16.5	LE1	5.4	0.0	0.0	OK
HEA340-HE 1	16.5	LE1	51.9	0.0	16.7	OK
HEA340-W 1	9.5	LE1	27.7	0.0	0.0	OK
IPE300-BE 1	12.7	LE1	6.8	0.0	0.0	OK
IPE300-HE 1	12.7	LE1	34.1	0.0	0.0	OK
IPE300-W 1	8.0	LE1	54.0	0.0	0.0	OK
RIGIDIZADORES SUPERIORESa	12.7	LE1	8.0	0.0	0.0	OK
RIGIDIZADORES SUPERIORESb	12.7	LE1	8.9	0.0	0.0	OK
RIGIDIZADORES SUPERIORESc	12.7	LE1	6.3	0.0	0.0	OK
RIGIDIZADORES SUPERIORESd	12.7	LE1	8.4	0.0	0.0	OK
PLACA DE CONEXION	10.0	LE1	110.5	0.0	16.7	OK
CARTELAb	8.0	LE1	49.6	0.0	0.0	OK
CARTELAc	12.0	LE1	49.4	0.0	0.0	OK
RIGIDIZADORES INFERIORESa	12.7	LE1	7.8	0.0	0.0	OK
RIGIDIZADORES INFERIORESb	12.7	LE1	7.6	0.0	0.0	OK

**Datos de diseño**

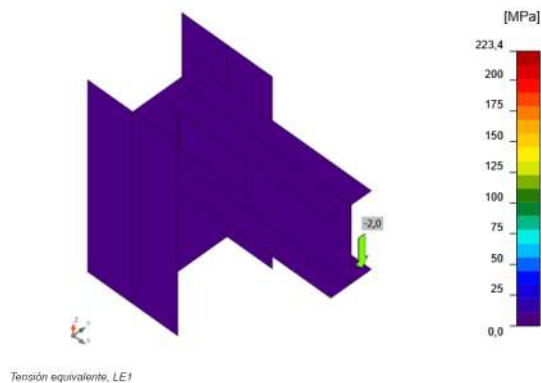
Material	F <sub>y</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]
A36	248.2	0.0

**Nota:** Se observa el análisis de la tercera conexión de la Nave la cual es la de la cartela con la columna.

■ **Conexión 4 Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial**

**Figura 8.15**

*Tensión Equivalente - Conexión 4 Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial.*



**Nota:** Se observa el análisis de la cuarta conexión de la Nave la cual es la de la viga de amarre con la columna.

**Figura 8.16**

*Resumen - Conexión 4 Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Tornillos	2,9 < 100%	OK
Soldaduras	1,9 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{p1}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA340-bfl 1	16,5	LE1	0,2	0,0	0,0	OK
HEA340-ffl 1	16,5	LE1	0,2	0,0	0,0	OK
HEA340-w 1	9,5	LE1	1,6	0,0	0,0	OK
IPE270-bfl 1	10,2	LE1	2,7	0,0	0,0	OK
IPE270-ffl 1	10,2	LE1	2,7	0,0	0,0	OK
IPE270-w 1	6,6	LE1	18,9	0,0	0,9	OK
FP1	8,0	LE1	15,6	0,0	0,9	OK

**Datos de diseño**

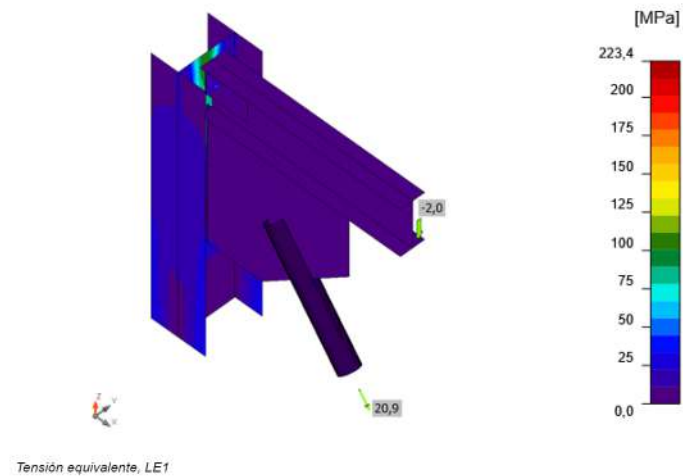
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la cuarta conexión de la Nave la cual es la de la viga de amarre con la columna.

- Conexión 5 Gusset - Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial

Figura 8.17

*Tensión Equivalente - Conexión 5 Gusset - Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial.*



**Nota:** Se observa el análisis de la quinta conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, viga de amarre y la columna.

## Figura 8.18

Resumen - Conexión 5 Gusset - Viga de Amarre - Columna - Nave Industrial.

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Deformación loc.	0,0 < 3%	OK
Tornillos	5,7 < 100%	OK
Soldaduras	28,9 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA340-bfl 1	16,5	LE1	34,6	0,0	0,0	OK
HEA340-ff 1	16,5	LE1	34,3	0,0	0,0	OK
HEA340-w 1	9,5	LE1	113,7	0,0	0,0	OK
IPE270-bfl 1	10,2	LE1	5,7	0,0	0,0	OK
IPE270-ff 1	10,2	LE1	1,9	0,0	0,0	OK
IPE270-w 1	6,6	LE1	21,4	0,0	1,3	OK
PIPE 4590	8,0	LE1	23,5	0,0	0,0	OK
FP1	8,0	LE1	39,2	0,0	1,3	OK
CAR1	8,0	LE1	25,2	0,0	0,0	OK

**Datos de diseño**

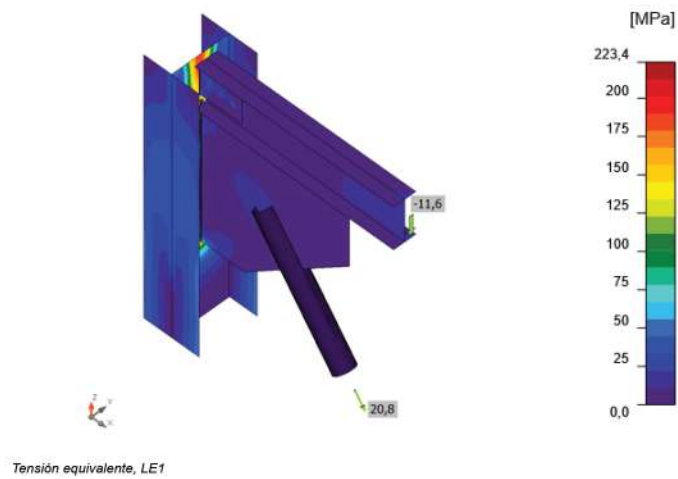
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la quinta conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, viga de amarre y la columna.

### ■ Conexión 6 Gusset - Viga de Amarre Interna - Columna - Nave Industrial

**Figura 8.19**

*Tensión Equivalente - Conexión 6 Gusset - Viga de Amarre Interna - Columna - Nave Industrial.*



**Nota:** Se observa el análisis de la sexta conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, viga de amarre del segundo pórtico y la columna.

### Figura 8.20

Resumen - Conexión 6 Gusset - Viga de Amarre Interna - Columna - Nave Industrial.

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Deformación loc.	0,0 < 3%	OK
Tornillos	9,3 < 100%	OK
Soldaduras	48,7 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{p1}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA340-bff 1	16,5	LE1	48,9	0,0	0,0	OK
HEA340-ff 1	16,5	LE1	48,5	0,0	0,0	OK
HEA340-w 1	9,5	LE1	201,8	0,0	0,0	OK
IPE240-bff 1	9,8	LE1	11,6	0,0	0,0	OK
IPE240-ff 1	9,8	LE1	11,7	0,0	0,0	OK
IPE240-w 1	6,2	LE1	36,0	0,0	2,5	OK
PIPE 4580	8,0	LE1	23,6	0,0	0,0	OK
FP1	8,0	LE1	65,5	0,0	2,5	OK
CAR1	8,0	LE1	50,6	0,0	0,0	OK

**Datos de diseño**

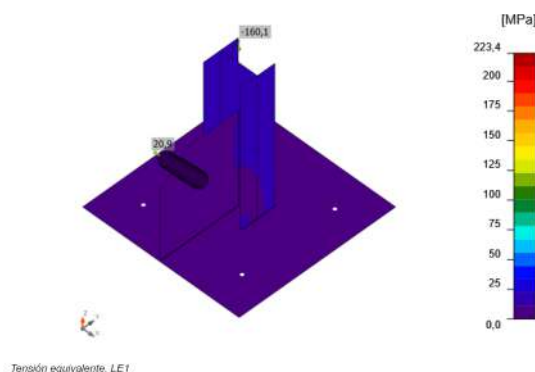
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la sexta conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, viga de amarre del segundo pórtico y la columna.

### ■ Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Nave Industrial

### Figura 8.21

Tensión Equivalente - Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Nave Industrial.



**Nota:** Se observa el análisis de la séptima conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, placa base y la columna.

### Figura 8.22

Resumen - Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Nave Industrial.

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Deformación loc.	0,0 < 3%	OK
Anclajes	12,2 < 100%	OK
Soldaduras	17,0 < 100%	OK
Bloque de hormigón	1,4 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$f_{t1}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA340-itr 1	16,5	LE1	21,3	0,0	0,0	OK
HEA340-itr 1	16,5	LE1	21,3	0,0	0,0	OK
HEA340-itr 1	9,5	LE1	25,1	0,0	0,0	OK
TUBO 4"	8,0	LE1	25,3	0,0	0,0	OK
Placa Base	40,0	LE1	8,4	0,0	0,0	OK
Gusset	8,0	LE1	12,9	0,0	0,0	OK

**Datos de diseño**

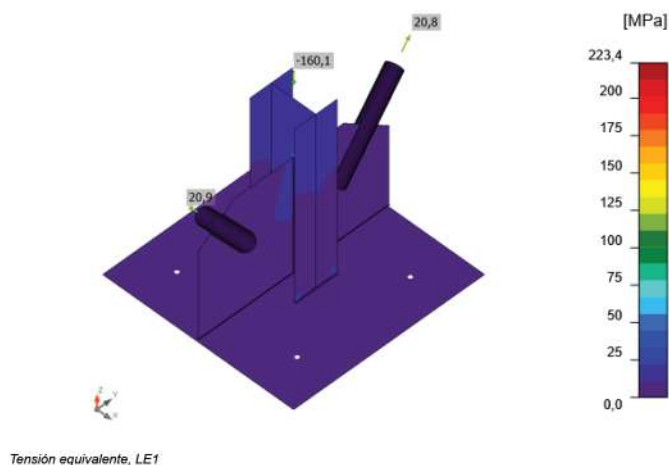
Material	$f_y$ [MPa]	$f_{tm}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la séptima conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, placa base y la columna.

### ■ Conexión 8 Gusset - Placa Base Interna - Columna - Nave Industrial

### Figura 8.23

Tensión Equivalente - Conexión 8 Gusset - Placa Base Interna - Columna - Nave Industrial.



**Nota:** Se observa el análisis de la octava conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, placa base del segundo pórtico y la columna.

## Figura 8.24

Resumen - Conexión 8 Gusset - Placa Base Interna - Columna - Nave Industrial.

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Deformación loc.	0,0 < 3%	OK
Ancajes	0,8 < 100%	OK
Soldaduras	21,6 < 100%	OK
Bloque de formigón	1,5 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{eq}$ [MPa]	$\epsilon_{p1}$ [%]	$\sigma_{eq}$ [MPa]	Estado
HEA340-B1 1	16,5	LE1	14,0	0,0	0,0	OK
HEA340-B1 1	16,5	LE1	14,1	0,0	0,0	OK
HEA340-W 1	9,5	LE1	25,1	0,0	0,0	OK
TUBO 4"	8,0	LE1	25,0	0,0	0,0	OK
TUBO 4" LADO INT	8,0	LE1	21,2	0,0	0,0	OK
Placa Base	40,0	LE1	5,8	0,0	0,0	OK
Gusset	8,0	LE1	19,2	0,0	0,0	OK
Gusset Lado Interno	8,0	LE1	22,5	0,0	0,0	OK

**Datos de diseño**

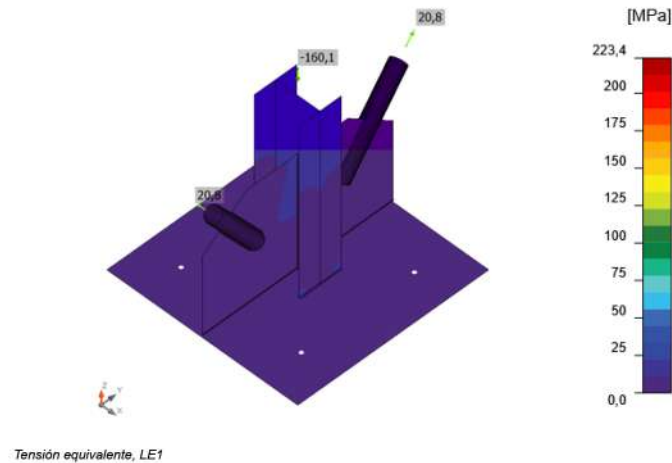
Material	$F_y$ [MPa]	$f_{ac}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la octava conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, placa base del segundo pódico y la columna.

### ■ Conexión 9 Gusset - Placa Base Media - Columna - Nave Industrial

**Figura 8.25**

*Tensión Equivalente - Conexión 9 Gusset - Placa Base Media - Columna - Nave Industrial.*



**Nota:** Se observa el análisis de la novena conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, placa base del pórtico medio y la columna.

**Figura 8.26**

*Resumen - Conexión 9 Gusset - Placa Base Media - Columna - Nave Industrial.*

**Verificación**

Resumen			
Nombre	Valor	Estado de la verificación	
Análisis	100.0%	OK	
Placas	0.0 < 5.0%	OK	
Deformación loc.	0.0 < 3%	OK	
Ancorajes	0.8 < 100%	OK	
Soldaduras	19.5 < 100%	OK	
Bloque de hormigón	1.5 < 100%	OK	
Pandeo	No calculado		

Placas						
Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$f_{pt}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA340-bif 1	16.5	LE1	14.0	0.0	0.0	OK
HEA340-ef 1	16.5	LE1	14.1	0.0	0.0	OK
HEA340-w 1	9.5	LE1	23.9	0.0	0.0	OK
TUBO 4"	8.0	LE1	24.7	0.0	0.0	OK
TUBO 4" LADO INT	8.0	LE1	21.1	0.0	0.0	OK
Placa Base	40.0	LE1	5.8	0.0	0.0	OK
Gusset	8.0	LE1	20.4	0.0	0.0	OK
Gusset Lado Interno	8.0	LE1	20.4	0.0	0.0	OK

Datos de diseño			
Material	$F_y$ [MPa]	$f_{ctm}$ [%]	
A36	248.2	5.0	

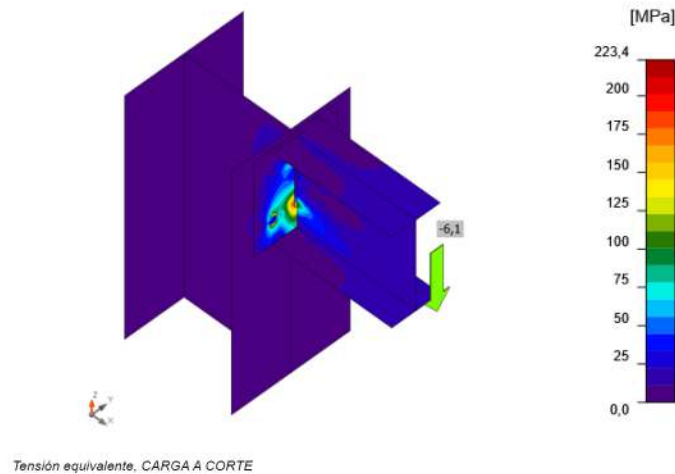
**Nota:** Se observa el análisis de la novena conexión de la Nave la cual es la de la placa gusset, placa base del pórtico medio y la columna.

### 8.1.5. Conexiones del Puente Grúa

- Conexión 1 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa

Figura 8.27

Tensión Equivalente - Conexión 1 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa.



**Nota:** Se observa el análisis de la primera conexión del puente grúa la cual es la de la viga de carga principal y la columna.

Figura 8.28

Resumen - Conexión 1 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa.

**Verificación**

Resumen			
Nombre	Valor	Estado de la verificación	
Análisis	100,0%	OK	
Placas	0,0 < 5,0%	OK	
Tornillos	12,1 < 100%	OK	
Soldaduras	73,1 < 100%	OK	
Pandeo	No calculado		

Placas						
Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{EII}$ [MPa]	$f_{tI}$ [%]	$\sigma_{0,EII}$ [MPa]	Estado
HEA200-#1	10,0	CARGA A CORTE	1,9	0,0	0,0	OK
HEA200-#1	10,0	CARGA A CORTE	50,1	0,0	19,8	OK
HEA200-#1	6,5	CARGA A CORTE	34,5	0,0	0,0	OK
IPE160-#1	7,4	CARGA A CORTE	17,1	0,0	0,0	OK
IPE160-#1	7,4	CARGA A CORTE	17,1	0,0	0,0	OK
IPE160-#1	5,0	CARGA A CORTE	97,0	0,0	0,0	OK
PLACA BASE	6,0	CARGA A CORTE	216,2	0,0	22,3	OK

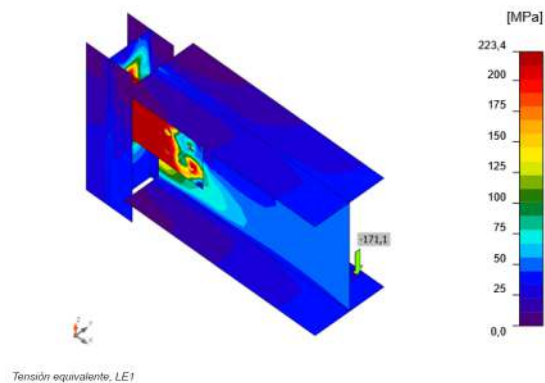
Datos de diseño		
Material	$F_t$ [MPa]	$f_{tII}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la primera conexión del puente grúa la cual es la de la viga de carga principal y la columna.

■ **Conexión 2 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa**

**Figura 8.29**

*Tensión Equivalente - Conexión 2 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa.*



**Nota:** Se observa el análisis de la segunda conexión del puente grúa la cual es la de la viga de carga secundaria y la columna.

**Figura 8.30**

*Resumen - Conexión 2 Viga de Carga - Columna - Puente Grúa.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	1,3 < 5,0%	OK
Tomillos	59,6 < 100%	OK
Soldaduras	75,3 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,ed}$ [MPa]	Estado
HEA200-br 1	10,0	LE1	41,1	0,0	0,0	OK
HEA200-th 1	10,0	LE1	43,6	0,0	0,0	OK
HEA200-w 1	6,5	LE1	223,5	0,1	0,0	OK
HEB500-br 1	28,0	LE1	39,3	0,0	0,0	OK
HEB500-th 1	28,0	LE1	39,4	0,0	0,0	OK
HEB500-w 1	14,5	LE1	223,6	0,1	82,0	OK
FP1	10,0	LE1	225,9	1,3	82,0	OK

**Datos de diseño**

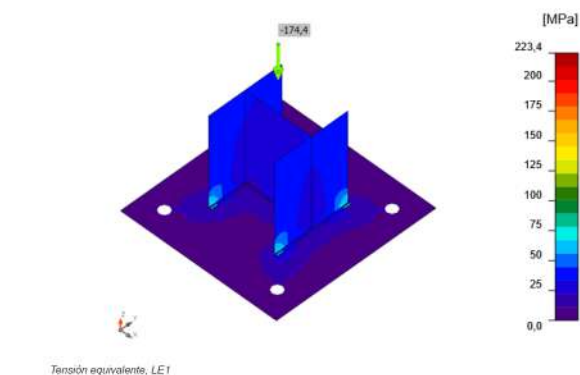
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	249,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la segunda conexión del puente grúa la cual es la de la viga de carga secundaria y la columna.

■ **Conexión 3 Placa Base - Columna - Puente Grúa**

**Figura 8.31**

*Tensión Equivalente - Conexión 3 Placa Base - Columna - Puente Grúa.*



**Nota:** Se observa el análisis de la tercera conexión del puente grúa la cual es la de la placa base y la columna.

**Figura 8.32**

*Resumen - Conexión 3 Placa Base - Columna - Puente Grúa.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Andajes	1,0 < 100%	OK
Soldaduras	44,6 < 100%	OK
Bloque de hormigón	6,8 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA200-bfl 1	10,0	LE1	62,7	0,0	0,0	OK
HEA200-fl 1	10,0	LE1	63,3	0,0	0,0	OK
HEA200-w 1	6,5	LE1	33,7	0,0	0,0	OK
Placa Base	25,0	LE1	28,6	0,0	0,0	OK

**Datos de diseño**

Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

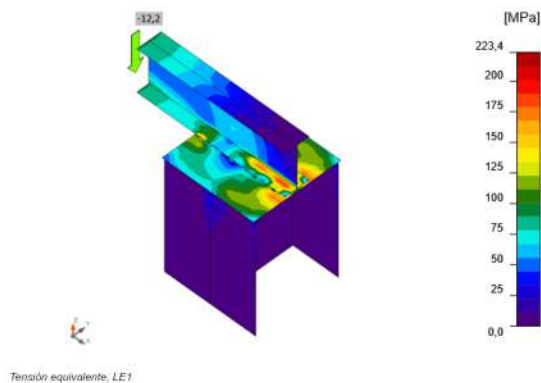
**Nota:** Se observa el análisis de la tercera conexión del puente grúa la cual es la de la placa base y la columna.

## 8.1.6. Conexiones de la Oficina Gerencial

- Conexión 1 Correa de Techo - Columna - Oficina

Figura 8.33

Tensión Equivalente - Conexión 1 Correa de Techo - Columna - Oficina.



**Nota:** Se observa el análisis de la primera conexión de la oficina la cual es la de la correa de techo y la columna.

Figura 8.34

Resumen - Conexión 1 Correa de Techo - Columna - Oficina.

### Verificación

#### Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Soldaduras	75,3 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

#### Placas

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
IPE 120-bff 1	6,3	LE1	223,4	0,0	0,0	OK
IPE 120-tff 1	6,3	LE1	90,2	0,0	0,0	OK
IPE 120-wr 1	4,4	LE1	85,8	0,0	0,0	OK
HEA240-bff 1	12,0	LE1	20,3	0,0	0,0	OK
HEA240-tff 1	12,0	LE1	20,3	0,0	0,0	OK
HEA240-w 1	7,5	LE1	110,1	0,0	0,0	OK
Placa Superior de Columna	8,5	LE1	192,7	0,0	0,0	OK

#### Datos de diseño

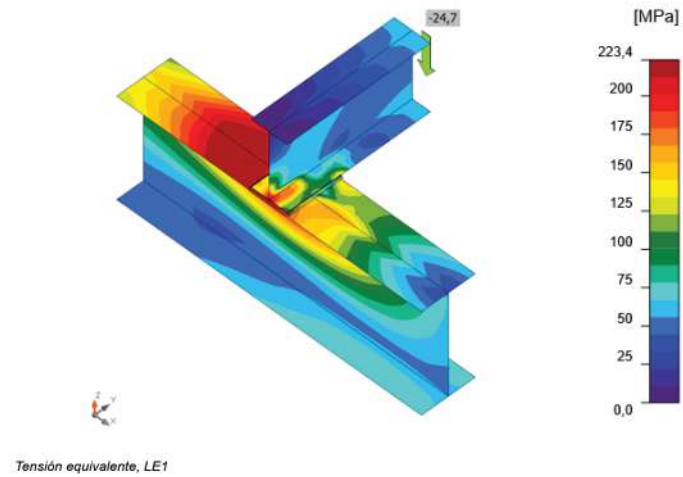
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la primera conexión de la oficina la cual es la de la correa de techo y la columna.

- Conexión 2 Correa Entrepiso - Viga de Carga - Oficina

Figura 8.35

*Tensión Equivalente - Conexión 2 Correa Entrepiso - Viga de Carga - Oficina.*



**Nota:** Se observa el análisis de la segunda conexión de la oficina la cual es la de la correa del entrepiso y la columna.

### Figura 8.36

Resumen - Conexión 2 Correa Entrepiso - Viga de Carga - Oficina.

#### Verificación

##### Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,2 < 5,0%	OK
Soldaduras	75,3 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

##### Placas

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pI}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
IPE270-bfl 1	10,2	LE1	74,9	0,0	0,0	OK
IPE270-tfl 1	10,2	LE1	223,5	0,0	0,0	OK
IPE270-w 1	6,6	LE1	223,8	0,2	0,0	OK
IPE180-bfl 1	8,0	LE1	223,6	0,1	0,0	OK
IPE180-tfl 1	8,0	LE1	61,5	0,0	0,0	OK
IPE180-w 1	5,3	LE1	177,5	0,0	0,0	OK

##### Datos de diseño

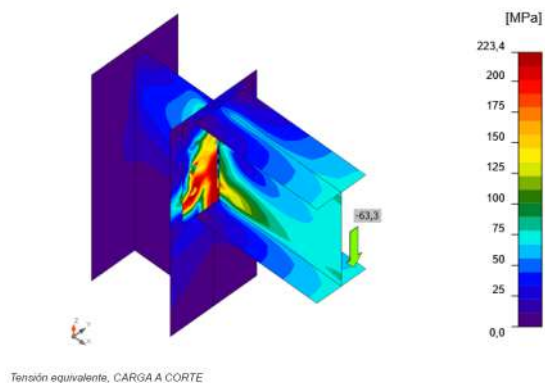
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la segunda conexión de la oficina la cual es la de la correa del entrepiso y la columna.

- Conexión 3 Viga de Carga Entrepiso - Columna - Oficina

**Figura 8.37**

*Tensión Equivalente - Conexión 3 Viga de Carga Entrepiso - Columna - Oficina.*



**Nota:** Se observa el análisis de la tercera conexión de la oficina la cual es la de la viga de carga del entrepiso y la columna.

**Figura 8.38**

*Resumen - Conexión 3 Viga de Carga Entrepiso - Columna - Oficina.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,3 < 5,0%	OK
Tomillos	39,0 < 100%	OK
Soldaduras	91,7 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{e,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA240-bfl 1	12,0	CARGA A CORTE	12,9	0,0	0,0	OK
HEA240-ffl 1	12,0	CARGA A CORTE	213,4	0,0	68,6	OK
HEA240-w 1	7,5	CARGA A CORTE	117,0	0,0	0,0	OK
IPE270-bfl 1	10,2	CARGA A CORTE	70,5	0,0	0,0	OK
IPE270-ffl 1	10,2	CARGA A CORTE	70,4	0,0	0,0	OK
IPE270-w 1	6,6	CARGA A CORTE	175,0	0,0	0,0	OK
PLACA BASE	10,0	CARGA A CORTE	223,9	0,3	68,6	OK

**Datos de diseño**

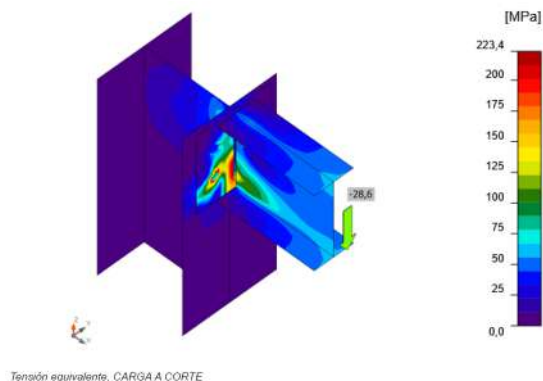
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la tercera conexión de la oficina la cual es la de la viga de carga del entrepiso y la columna.

■ **Conexión 4 Viga de Carga Techo - Columna - Oficina**

**Figura 8.39**

*Tensión Equivalente - Conexión 4 Viga de Carga Techo - Columna - Oficina.*



**Nota:** Se observa el análisis de la cuarta conexión de la oficina la cual es la de la viga de carga del techo y la columna.

**Figura 8.40**

*Resumen - Conexión 4 Viga de Carga Techo - Columna - Oficina.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Tomillos	22,6 < 100%	OK
Soldaduras	80,1 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA240-bff 1	12,0	CARGA A CORTE	6,0	0,0	0,0	OK
HEA240-tff 1	12,0	CARGA A CORTE	139,1	0,0	39,3	OK
HEA240-w 1	7,5	CARGA A CORTE	76,3	0,0	0,0	OK
IPE200-bff 1	8,5	CARGA A CORTE	56,8	0,0	0,0	OK
IPE200-tff 1	8,5	CARGA A CORTE	56,7	0,0	0,0	OK
IPE200-w 1	5,6	CARGA A CORTE	181,3	0,0	0,0	OK
PLACA BASE	10,0	CARGA A CORTE	223,4	0,0	71,8	OK

**Datos de diseño**

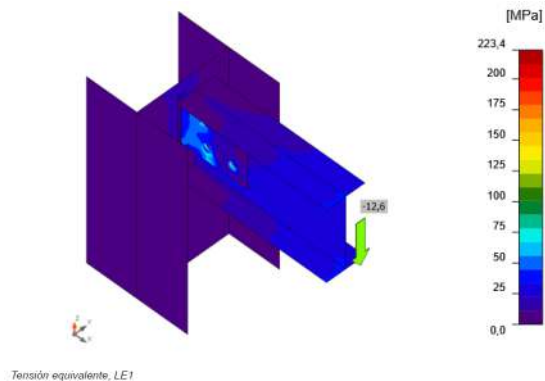
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la cuarta conexión de la oficina la cual es la de la viga de carga del techo y la columna.

■ **Conexión 5 Correo de Entrepiso - Columna - Oficina**

**Figura 8.41**

*Tensión Equivalente - Conexión 5 Correo de Entrepiso - Columna - Oficina.*



**Nota:** Se observa el análisis de la quinta conexión de la oficina la cual es la de la correa de entrepiso y la columna.

**Figura 8.42**

*Resumen - Conexión 5 Correo de Entrepiso - Columna - Oficina.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Tornillos	13,1 < 100%	OK
Soldaduras	16,5 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA240-bfl 1	12,0	LE1	2,0	0,0	0,0	OK
HEA240-htl 1	12,0	LE1	2,2	0,0	0,0	OK
HEA240-w 1	7,5	LE1	17,9	0,0	0,0	OK
IPE180-bfl 1	8,0	LE1	33,9	0,0	0,0	OK
IPE180-htl 1	8,0	LE1	34,0	0,0	0,0	OK
IPE180-w 1	5,3	LE1	94,6	0,0	7,0	OK
FP1	10,0	LE1	77,8	0,0	7,0	OK

**Datos de diseño**

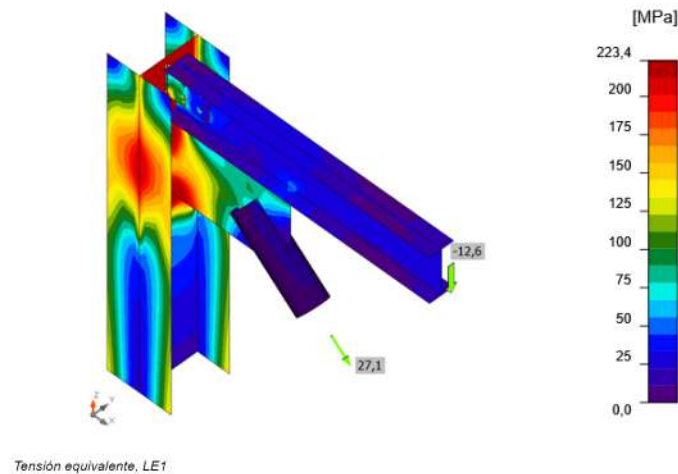
Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la quinta conexión de la oficina la cual es la de la correa de entrepiso y la columna.

■ **Conexión 6 Gusset - Correa Entrepiso - Columna - Oficina**

**Figura 8.43**

*Tensión Equivalente - Conexión 6 Gusset - Correa Entrepiso - Columna - Oficina.*



**Nota:** Se observa el análisis de la sexta conexión de la oficina la cual corresponde a la placa gusset, la correa de entrepiso y la columna.

**Figura 8.44**

*Resumen - Conexión 6 Gusset - Correa Entrepiso - Columna - Oficina.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	4,9 < 5,0%	OK
Deformación loc.	0,0 < 3%	OK
Tornillos	14,7 < 100%	OK
Soldaduras	79,2 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{eq}$ [MPa]	$f_m$ [%]	$\sigma_{c,eq}$ [MPa]	Estado
HEA240-III 1	12,0	LE1	216,0	0,0	0,0	OK
HEA240-III 1	12,0	LE1	217,8	0,0	0,0	OK
HEA240-w 1	7,5	LE1	233,1	4,9	0,0	OK
IPE180-III 1	8,0	LE1	47,4	0,0	0,0	OK
IPE180-III 1	8,0	LE1	32,8	0,0	0,0	OK
IPE180-w 1	5,3	LE1	152,0	0,0	15,6	OK
PIPE 4590	8,0	LE1	61,2	0,0	0,0	OK
FPF	10,0	LE1	180,6	0,0	15,8	OK
CAR1	3,0	LE1	228,8	2,7	0,0	OK

**Datos de diseño**

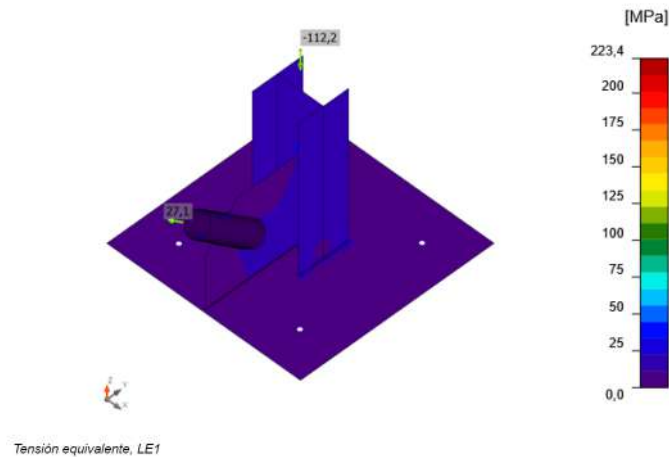
Material	$F_y$ [MPa]	$f_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la sexta conexión de la oficina la cual corresponde a la placa gusset, la correa de entrepiso y la columna.

■ **Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Oficina**

**Figura 8.45**

*Tensión Equivalente - Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Oficina.*



**Nota:** Se observa el análisis de la séptima conexión de la oficina la cual corresponde a la placa gusset, la placa base y la columna.

**Figura 8.46**

*Resumen - Conexión 7 Gusset - Placa Base - Columna - Oficina.*

**Verificación**

**Resumen**

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Deformación loc.	0,0 < 3%	OK
Anclajes	32,1 < 100%	OK
Soldaduras	22,2 < 100%	OK
Bloque de hormigón	2,4 < 100%	OK
Pendso	No calculado	

**Placas**

Nombre	$t_p$ [mm]	Cargas	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{s,Ed}$ [MPa]	Estado
HEA240-bfl 1	12,0	LE1	24,1	0,0	0,0	OK
HEA240-ffl 1	12,0	LE1	24,0	0,0	0,0	OK
HEA240-w 1	7,5	LE1	31,6	0,0	0,0	OK
TUBO 4"	8,0	LE1	34,9	0,0	0,0	OK
Placa Base	18,0	LE1	17,9	0,0	0,0	OK
Gusset	8,0	LE1	17,0	0,0	0,0	OK

**Datos de diseño**

Material	$F_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
A36	248,2	5,0

**Nota:** Se observa el análisis de la séptima conexión de la oficina la cual corresponde a la placa gusset, la placa base y la columna.

## 8.2. Fase 8: Tabla Comparativa de Resultados:

### 8.2.1. Resultados Nave Industrial

Se presentan los resultados obtenidos para los casos de carga en cada ciudad (Macas y Cuenca) para la Nave Industrial, los cuales se someten a un proceso de comparación y análisis.

- Cargas de Ceniza y Granizo

**Figura 8.47**

*Resultados de Cargas de Ceniza y Granizo - Nave Industrial.*

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
<b>Cargas Accidentales (Ceniza y Granizo)</b>	Sgranizo	5.71E-10	-9.805E-13	20557.47	246689.63	-154181.02	-4.961E-09
	Sceniza	1.602E-14	-1.908E-17	0.58	6.91	-4.32	-1.389E-13

**Nota:** Se observan los resultados de los casos de carga accidentales correspondientes a Macas (ceniza) y Cuenca (granizo).

Se evidencia que la acción del granizo tiene un mayor impacto en los techos de las naves industriales en comparación a la ceniza, lo que se traduce en un aumento de la carga transmitida a la estructura global, especialmente en sus bases.

- Cargas Sísmicas en Dirección X

**Figura 8.48**

*Resultados de Cargas Sísmicas Eje X - Nave Industrial.*

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
<b>Cargas Accidentales (Sismo Dirección X)</b>	EcuenciaX	-10351.99	7.454E-12	-3.361E-09	-4.174E-08	-85522.52	124223.85
	EmacasX	-12094.61	1.01E-11	-3.947E-09	-4.85E-08	-99919.16	145135.37

**Nota:** Se observan los resultados de los casos de carga sísmicos en dirección X para Macas y Cuenca.

Puede concluirse que la acción sísmica en dirección X presenta un comportamiento más desfavorable en la ciudad de Macas en comparación con Cuenca.

■ **Cargas Sísmicas en Dirección Y**

**Figura 8.49**

*Resultados de Cargas Sísmicas Eje Y - Nave Industrial.*

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
<b>Cargas Accidentales (Sismo Dirección Y)</b>	EcuenaY	-1.273E-11	-10351.99	6.253E-12	85522.52	-3.292E-10	-77639.91
	EmacasY	-1.478E-11	-12094.61	7.276E-12	99919.16	-3.965E-10	-90709.61

**Nota:** Se observan los resultados de los casos de carga sísmicos en dirección Y para Macas y Cuenca.

En el caso del sismo en dirección Y, se observa que la ciudad de Macas continúa presentando condiciones más desfavorables en comparación con Cuenca.

### 8.2.2. Resultados Puente Grúa

Se presentan los resultados obtenidos para los casos de carga en cada ciudad (Macas y Cuenca) para el Puente Grúa, los cuales se someten a un proceso de comparación y análisis.

Para el puente grúa no es necesario el análisis de las cargas de ceniza y granizo, puesto que su ubicación será al interior de la nave.

■ **Cargas Sísmicas en Dirección X**

**Figura 8.50**

*Resultados de Cargas Sísmicas Eje X - Puente Grúa.*

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
<b>Cargas Accidentales (Sismo Dirección X)</b>	EcuenaX	-856.59	3.484E-11	-1.471E-12	-2.185E-10	-5139.54	5669.14
	EmacasX	-1001.07	4.071E-11	-1.435E-12	-2.501E-10	-6006.4	6625.32

**Nota:** Se observan los resultados de los casos de carga sísmicos en dirección X para Macas y Cuenca.

Aún sigue siendo más desfavorable en la ciudad de Macas como lo indicado para la Nave industrial.

- **Cargas Sísmicas en Dirección Y**

**Figura 8.51**

*Resultados de Cargas Sísmicas Eje Y - Puente Grúa.*

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
<b>Cargas Accidentales</b>	EcuenaY	1.11E-13	-856.59	2.592E-11	5139.54	-2.835E-10	-4665.24
<b>(Sismo Dirección Y)</b>	EmacasY	1.226E-13	-1001.07	-4.192E-11	6006.4	3.308E-10	-5452.1

**Nota:** Se observan los resultados de los casos de carga sísmicos en dirección Y para Macas y Cuenca.

Aún sigue siendo más desfavorable en la ciudad de Macas como lo indicado para la Nave industrial.

### 8.2.3. Resultados Oficina Gerencial

Se presentan los resultados obtenidos para los casos de carga en cada ciudad (Macas y Cuenca) para la Oficina Gerencial, los cuales se someten a un proceso de comparación y análisis.

En el caso de la oficina se adopta el mismo criterio considerado para el puente grúa, ya que, al encontrarse al interior de la nave, no sería estrictamente necesario el análisis de las cargas de ceniza y granizo.

- **Cargas Sísmicas en Dirección X**

### Figura 8.52

*Resultados de Cargas Sísmicas Eje X - Oficina Gerencial.*

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
<b>Cargas Accidentales (Sismo Dirección X)</b>	EcuencaX	-3057.88	2.7E-13	-1.329E-12	-2.544E-12	-12554.54	5886.43
	EmacasX	-3573.64	3.34E-13	-1.116E-12	-3.126E-12	-14672.03	6879.25

**Nota:** Se observan los resultados de los casos de carga sísmicos en dirección X para Macas y Cuenca.

Se concluye que las cargas sísmicas en la ciudad de Macas son más desfavorables debido a su Zona y factor sísmico estipulados en la NEC.

- **Cargas Sísmicas en Dirección Y**

### Figura 8.53

*Resultados de Cargas Sísmicas Eje Y - Oficina Gerencial.*

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
<b>Cargas Accidentales (Sismo Dirección Y)</b>	EcuencaY	8.882E-15	-3057.88	6.821E-13	12554.54	-4.547E-12	-12613.77
	EmacasY	2.842E-14	-3573.64	4.547E-13	14672.03	-1.819E-12	-14741.25

**Nota:** Se observan los resultados de los casos de carga sísmicos en dirección Y para Macas y Cuenca.

Se concluye que las cargas sísmicas en la ciudad de Macas son más desfavorables debido a su Zona y factor sísmico estipulados en la NEC.

## 8.3. Fase 9: Verificación de Normativas y Seguridad:

### 8.3.1. Derivas Sísmicas en Nave Industrial:

En la Tabla 8.4, se presenta un consolidado con las derivas máximas calculadas para la Nave Industrial.

**Tabla 8.4**

*Derivas Máximas en Nave Industrial.*

Zona	Dirección de Sismo	Deriva Inelástica
<b>Cuenca</b>		
Pórticos Intermedios	Sismo en X	1.26 %
Pórticos Esquineros	Sismo en Y	0.12 %
<b>Macas</b>		
Pórticos Intermedios	Sismo en X	1.48 %
Pórticos Esquineros	Sismo en Y	0.14 %

**Nota:** Las derivas máximas no deberán exceder el 2% estipulada en la NEC.

Se valida que no sobrepase el límite de deriva máxima según la NEC 15 el cual es un valor de 2%.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección X en la ciudad de Cuenca para la Nave Industrial, cumple el requisito.

**Figura 8.54**

*Derivas Sismo X en Cuenca - Nave Industrial.*

LABO DOLADERO										
PORTICO 1										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
2	Equation	Linear	0.010298	0.000238	0.2	0.0013	8			0.71%
28	Equation	Linear	0.010058	0.010058	7.8	0.00129487	8			0.73%
1	Equation	Linear	0	0						0.73%

LABO DERECHO										
PORTICO 1										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
4	Equation	Linear	0.010298	0.000238	0.2	0.0013	8			0.71%
28	Equation	Linear	0.010058	0.010058	7.8	0.00129487	8			0.73%
2	Equation	Linear	0	0						0.73%

LABO DOLADERO										
PORTICO 2										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
2	Equation	Linear	0.015502	0.000384	0.2	0.00192	8			1.15%
21	Equation	Linear	0.016178	0.016178	7.8	0.002074103	8			1.24%
8	Equation	Linear	0	0						1.24%

LABO DERECHO										
PORTICO 2										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
14	Equation	Linear	0.015502	0.000384	0.2	0.00192	8			1.15%
22	Equation	Linear	0.016178	0.016178	7.8	0.002074103	8			1.24%
18	Equation	Linear	0	0						1.24%

LABO DOLADERO										
PORTICO 3										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
8	Equation	Linear	0.016827	0.00039	0.2	0.00195	8			1.17%
28	Equation	Linear	0.016437	0.016437	7.8	0.00207308	8			1.24%
7	Equation	Linear	0	0						1.24%

LABO DERECHO										
PORTICO 3										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
16	Equation	Linear	0.016827	0.00039	0.2	0.00195	8			1.17%
27	Equation	Linear	0.016437	0.016437	7.8	0.00207308	8			1.24%
15	Equation	Linear	0	0						1.24%

LABO DOLADERO										
PORTICO 4										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
10	Equation	Linear	0.014561	0.000384	0.2	0.00192	8			1.15%
33	Equation	Linear	0.016178	0.016178	7.8	0.002074103	8			1.24%
9	Equation	Linear	0	0						1.24%

LABO DERECHO										
PORTICO 4										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
18	Equation	Linear	0.014561	0.000384	0.2	0.00192	8			1.15%
34	Equation	Linear	0.016178	0.016178	7.8	0.002074103	8			1.24%
27	Equation	Linear	0	0						1.24%

LABO DOLADERO										
PORTICO 5										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
12	Equation	Linear	0.010298	0.000238	0.2	0.0013	8			0.71%
28	Equation	Linear	0.010058	0.010058	7.8	0.00129487	8			0.73%
11	Equation	Linear	0	0						0.73%

LABO DERECHO										
PORTICO 5										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	DE	R	Factor	R	DERIVA RELÁTICA ΔM=0.75%g DE
Text	Text	Text	m	Δi =  xi - xj-1  (m)	m	DEj =  xi - xj-1 /h		Factor		
20	Equation	Linear	0.010298	0.000238	0.2	0.0013	8			0.71%
26	Equation	Linear	0.010058	0.010058	7.8	0.00129487	8			0.73%
19	Equation	Linear	0	0						0.73%

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección Y en la ciudad de Cuenca para la Nave Industrial, cumple el requisito.

**Figura 8.55**

*Derivas Sismo Y en Cuenca - Nave Industrial.*

LADO IZQUIERDO											
PORTICO 1											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
2	EcuenciaY	LinStatic	0.0005	0.00041	0.2	0.00205	8	0.12%			
20	EcuenciaY	LinStatic	0.000459	0.000459	7.8	5.84422E-05	8	0.04%			
3	EcuenciaY	LinStatic	0								

LADO DERECHO											
PORTICO 1											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
4	EcuenciaY	LinStatic	0.0005	0.00041	0.2	0.00205	8	0.12%			
30	EcuenciaY	LinStatic	0.000459	0.000459	7.8	5.84422E-05	8	0.04%			
5	EcuenciaY	LinStatic	0								

PORTICO 2											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
81	EcuenciaY	LinStatic	0.000481	0.000481	7.8	5.782088E-05	8	0.04%			
5	EcuenciaY	LinStatic	0								

PORTICO 3											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
8	EcuenciaY	LinStatic	0.000481	0.000481	7.8	5.756432E-05	8	0.03%			
28	EcuenciaY	LinStatic	0.000449	0.000449	7.8						
7	EcuenciaY	LinStatic	0								

PORTICO 4											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
10	EcuenciaY	LinStatic	0.000477	0.000477	7.8	5.782088E-05	8	0.03%			
33	EcuenciaY	LinStatic	0.000451	0.000451	7.8						
9	EcuenciaY	LinStatic	0								

PORTICO 5											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
12	EcuenciaY	LinStatic	0.0005	0.00041	0.2	0.00204	8	0.12%			
35	EcuenciaY	LinStatic	0.000459	0.000459	7.8	5.84422E-05	8	0.04%			
11	EcuenciaY	LinStatic	0								

PORTICO 2											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
14	EcuenciaY	LinStatic	0.000477	0.000477	7.8	5.782088E-05	8	0.03%			
32	EcuenciaY	LinStatic	0.000481	0.000481	7.8	5.782088E-05	8	0.04%			
13	EcuenciaY	LinStatic	0								

PORTICO 3											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
10	EcuenciaY	LinStatic	0.000481	0.000481	7.8	5.756432E-05	8	0.03%			
27	EcuenciaY	LinStatic	0.000449	0.000449	7.8						
15	EcuenciaY	LinStatic	0								

PORTICO 4											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
18	EcuenciaY	LinStatic	0.000477	0.000477	7.8	5.782088E-05	8	0.03%			
34	EcuenciaY	LinStatic	0.000451	0.000451	7.8						
17	EcuenciaY	LinStatic	0								

PORTICO 5											
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	$\Delta E$	R	AM				
Text	Text	Text	m	$\Delta_i =  u_i - (u-1) $ (m)	h	$\Delta E_i =  u_i - (u-1) /h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			
20	EcuenciaY	LinStatic	0.0005	0.00041	0.2	0.00204	8	0.12%			
38	EcuenciaY	LinStatic	0.000459	0.000459	7.8	5.84422E-05	8	0.04%			
19	EcuenciaY	LinStatic	0								

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección X en la ciudad de Macas para la Nave Industrial, cumple el requisito.

Figura 8.56

Derivas Sismo X en Macas - Nave Industrial.

LADO IZQUIERDO											
PORTICO 1											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
29	EmbaseX	LinElastic	0.012502	0.002792	0.1	0.01219	0.002792	0.1	0.001506418	0	0.90%
3	EmbaseX	LinElastic	0.011751	0.011751	7.8	0.011751	0.011751	7.8	0.001506418	0	0.90%
1	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.001506418	0	0.90%

LADO DERECHO											
PORTICO 1											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
4	EmbaseX	LinElastic	0.012025	0.002792	0.2	0.01219	0.002792	0.2	0.001506418	0	0.90%
30	EmbaseX	LinElastic	0.011751	0.011751	7.8	0.011751	0.011751	7.8	0.001506418	0	0.90%
3	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.001506418	0	0.90%

PORTICO 2											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
6	EmbaseX	LinElastic	0.01995	0.000448	0.2	0.00224	0.000448	0.2	0.00224	0	1.94%
31	EmbaseX	LinElastic	0.018902	0.018902	7.8	0.00224	0.018902	7.8	0.00224	0	1.94%
5	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.00224	0	1.94%

PORTICO 3											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
8	EmbaseX	LinElastic	0.018559	0.000455	0.2	0.002275	0.000455	0.2	0.002275	0	1.97%
26	EmbaseX	LinElastic	0.018204	0.018204	7.8	0.002275	0.018204	7.8	0.002275	0	1.97%
7	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.002275	0	1.97%

PORTICO 4											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
10	EmbaseX	LinElastic	0.01995	0.000448	0.2	0.00224	0.000448	0.2	0.00224	0	1.94%
33	EmbaseX	LinElastic	0.018902	0.018902	7.8	0.00224	0.018902	7.8	0.00224	0	1.94%
5	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.00224	0	1.94%

PORTICO 5											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
12	EmbaseX	LinElastic	0.012025	0.002792	0.2	0.01219	0.002792	0.2	0.001506418	0	0.90%
35	EmbaseX	LinElastic	0.011751	0.011751	7.8	0.011751	0.011751	7.8	0.001506418	0	0.90%
11	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.001506418	0	0.90%

PORTICO 1											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
14	EmbaseX	LinElastic	0.01995	0.000448	0.2	0.00224	0.000448	0.2	0.00224	0	1.94%
32	EmbaseX	LinElastic	0.018902	0.018902	7.8	0.00224	0.018902	7.8	0.00224	0	1.94%
13	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.00224	0	1.94%

PORTICO 2											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
16	EmbaseX	LinElastic	0.018559	0.000455	0.2	0.002275	0.000455	0.2	0.002275	0	1.97%
27	EmbaseX	LinElastic	0.018204	0.018204	7.8	0.002275	0.018204	7.8	0.002275	0	1.97%
15	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.002275	0	1.97%

PORTICO 3											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
18	EmbaseX	LinElastic	0.01995	0.000448	0.2	0.00224	0.000448	0.2	0.00224	0	1.94%
34	EmbaseX	LinElastic	0.018902	0.018902	7.8	0.00224	0.018902	7.8	0.00224	0	1.94%
17	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.00224	0	1.94%

PORTICO 4											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
20	EmbaseX	LinElastic	0.01995	0.000448	0.2	0.00224	0.000448	0.2	0.00224	0	1.94%
36	EmbaseX	LinElastic	0.018902	0.018902	7.8	0.00224	0.018902	7.8	0.00224	0	1.94%
19	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.00224	0	1.94%

PORTICO 5											
TABLE: Joint Displacements											
Joint	OutpntCase	CaseType	U1	U2	U3	U4	U5	U6	R	AM	AM
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	Factor Reducción	ΔM40 75°K ΔE	ΔM40 75°K ΔE
22	EmbaseX	LinElastic	0.012025	0.002792	0.2	0.01219	0.002792	0.2	0.001506418	0	0.90%
38	EmbaseX	LinElastic	0.011751	0.011751	7.8	0.011751	0.011751	7.8	0.001506418	0	0.90%
14	EmbaseX	LinElastic	0	0	0	0	0	0	0.001506418	0	0.90%

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección Y en la ciudad de Macas para la Nave Industrial, cumple el requisito.

**Figura 8.57**

*Derivas Sismo Y en Macas - Nave Industrial.*

LADO IZQUIERDO											LADO DERECHO											
PORTICO 1											PORTICO 1											
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	R	ΔM	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE	Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	R	ΔM	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE	
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> - (u <sub>i-1</sub> )/m  (m)	m	ΔE <sub>j</sub> =  u <sub>j</sub> - (u <sub>j-1</sub> )/N  (m)					Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> - (u <sub>i-1</sub> )/m  (m)	m	ΔE <sub>j</sub> =  u <sub>j</sub> - (u <sub>j-1</sub> )/N  (m)					
2	Emocasy	LinStatic	0.000564	0.00048	0.2	0.00024	8	0.048	0.00024	0.048	4	Emocasy	LinStatic	0.000564	0.00048	0.2	0.00024	8	0.048	0.00024	0.048	
28	Emocasy	LinStatic	0.000590	0.00050	7.8	6.87179E-05	8	0.048	0.00050	0.048	30	Emocasy	LinStatic	0.000590	0.00050	7.8	6.87179E-05	8	0.048	0.00050	0.048	
1	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	3	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PORTICO 2											PORTICO 2											
8	Emocasy	LinStatic	0.000557	0.00058	0.2	0.00018	8	0.096	0.00018	0.096	14	Emocasy	LinStatic	0.000557	0.00058	0.2	0.00018	8	0.096	0.00018	0.096	
31	Emocasy	LinStatic	0.000527	0.000527	7.8	6.75641E-05	8	0.048	0.000527	0.048	32	Emocasy	LinStatic	0.000527	0.000527	7.8	6.75641E-05	8	0.048	0.000527	0.048	
3	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	15	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PORTICO 3											PORTICO 3											
8	Emocasy	LinStatic	0.000562	0.00057	0.2	0.00018	8	0.116	0.00018	0.116	26	Emocasy	LinStatic	0.000562	0.00057	0.2	0.00018	8	0.116	0.00018	0.116	
28	Emocasy	LinStatic	0.000526	0.000526	7.8	6.78077E-05	8	0.048	0.000526	0.048	27	Emocasy	LinStatic	0.000526	0.000526	7.8	6.78077E-05	8	0.048	0.000526	0.048	
7	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	15	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PORTICO 4											PORTICO 4											
10	Emocasy	LinStatic	0.000557	0.00058	0.2	0.00018	8	0.096	0.00018	0.096	28	Emocasy	LinStatic	0.000557	0.00058	0.2	0.00018	8	0.096	0.00018	0.096	
33	Emocasy	LinStatic	0.000527	0.000527	7.8	6.75641E-05	8	0.048	0.000527	0.048	34	Emocasy	LinStatic	0.000527	0.000527	7.8	6.75641E-05	8	0.048	0.000527	0.048	
9	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	17	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PORTICO 5											PORTICO 5											
12	Emocasy	LinStatic	0.000584	0.00048	0.2	0.00024	8	0.048	0.00024	0.048	30	Emocasy	LinStatic	0.000584	0.00048	0.2	0.00024	8	0.048	0.00024	0.048	
23	Emocasy	LinStatic	0.000396	0.000396	7.8	6.87179E-05	8	0.048	0.000396	0.048	36	Emocasy	LinStatic	0.000396	0.000396	7.8	6.87179E-05	8	0.048	0.000396	0.048	
11	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	29	Emocasy	LinStatic	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

### 8.3.2. Derivas Sísmicas en Puesto Grúa:

En la Tabla 8.5, se presenta un consolidado con las derivas máximas calculadas para el Puesto Grúa.

**Tabla 8.5**

*Derivas Máximas en Puente Grúa.*

Zona	Dirección de Sismo	Deriva Inelástica
<b>Cuenca</b>		
Pórticos de Carga	Sismo en X	1.38 %
Pórticos lado Derecho	Sismo en Y	1.42 %
<b>Macas</b>		
Pórticos de Carga	Sismo en X	1.62 %
Pórticos lado Derecho	Sismo en Y	1.66 %

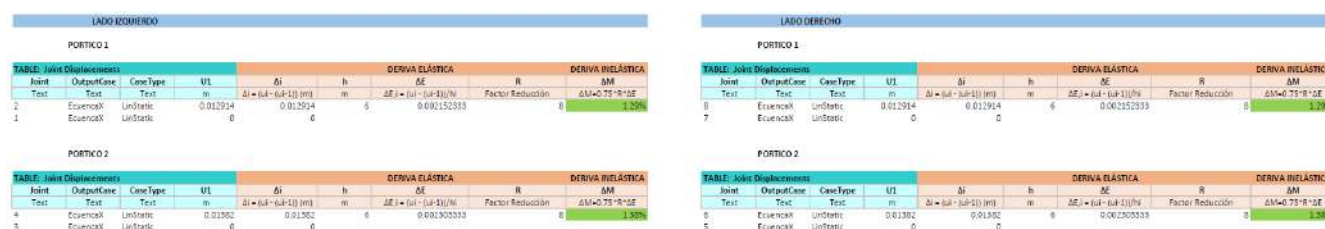
**Nota:** Las derivas máximas no deberán exceder el 2% estipulada en la NEC.

Se valida que no sobrepase el límite de deriva máxima según la NEC 15 el cual es un valor de 2%.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección X en la ciudad de Cuenca para el Puente Grúa, cumple el requisito.

**Figura 8.58**

*Derivas Sismo X en Cuenca - Puente Grúa.*



**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección Y en la ciudad de Cuenca para el Puente Grúa, cumple el requisito.

**Figura 8.59**

*Derivas Sismo Y en Cuenca - Puente Grúa.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
TABLE: Joint Displacements				DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA		
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	h	$\Delta E$	R	$\Delta M$		
Text	Text	Text	m	$\Delta_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$ (m)	m	$\Delta E_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$		
2	EcuenciaY	LinElastic	0.018782	0.018782	6	0.002292	8	1.34%		
1	EcuenciaY	LinElastic	0	0	0	0	0			

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
TABLE: Joint Displacements				DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA		
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	h	$\Delta E$	R	$\Delta M$		
Text	Text	Text	m	$\Delta_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$ (m)	m	$\Delta E_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$		
8	EcuenciaY	LinElastic	0.014167	0.014167	6	0.002961167	8	1.42%		
7	EcuenciaY	LinElastic	0	0	0	0	0			

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
TABLE: Joint Displacements				DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA		
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	h	$\Delta E$	R	$\Delta M$		
Text	Text	Text	m	$\Delta_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$ (m)	m	$\Delta E_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$		
4	EcuenciaY	LinElastic	0.018782	0.018782	6	0.002292	8	1.34%		
3	EcuenciaY	LinElastic	0	0	0	0	0			

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
TABLE: Joint Displacements				DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA		
Joint	OutputCase	CaseType	U2	$\Delta_i$	h	$\Delta E$	R	$\Delta M$		
Text	Text	Text	m	$\Delta_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$ (m)	m	$\Delta E_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$		
6	EcuenciaY	LinElastic	0.014167	0.014167	6	0.002961167	8	1.42%		
5	EcuenciaY	LinElastic	0	0	0	0	0			

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección X en la ciudad de Macas para el Puente Grúa, cumple el requisito.

**Figura 8.60**

*Derivas Sismo X en Macas - Puente Grúa.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
TABLE: Joint Displacements				DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA		
Joint	OutputCase	CaseType	U1	$\Delta_i$	h	$\Delta E$	R	$\Delta M$		
Text	Text	Text	m	$\Delta_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$ (m)	m	$\Delta E_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$		
2	EcuenciaX	LinElastic	0.015092	0.015092	6	0.00215092	8	1.31%		
1	EcuenciaX	LinElastic	0	0	0	0	0			

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
TABLE: Joint Displacements				DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA		
Joint	OutputCase	CaseType	U1	$\Delta_i$	h	$\Delta E$	R	$\Delta M$		
Text	Text	Text	m	$\Delta_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$ (m)	m	$\Delta E_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$		
8	EcuenciaX	LinElastic	0.015092	0.015092	6	0.00215092	8	1.31%		
7	EcuenciaX	LinElastic	0	0	0	0	0			

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
TABLE: Joint Displacements				DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA		
Joint	OutputCase	CaseType	U1	$\Delta_i$	h	$\Delta E$	R	$\Delta M$		
Text	Text	Text	m	$\Delta_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$ (m)	m	$\Delta E_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$		
4	EcuenciaX	LinElastic	0.015092	0.015092	6	0.00215092	8	1.31%		
3	EcuenciaX	LinElastic	0	0	0	0	0			

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
TABLE: Joint Displacements				DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA		
Joint	OutputCase	CaseType	U1	$\Delta_i$	h	$\Delta E$	R	$\Delta M$		
Text	Text	Text	m	$\Delta_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$ (m)	m	$\Delta E_i = (u_i - (u_{i-1})) / h$	Factor Reducción	$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$		
6	EcuenciaX	LinElastic	0.015092	0.015092	6	0.00215092	8	1.31%		
5	EcuenciaX	LinElastic	0	0	0	0	0			

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección Y en la ciudad de Macas para el Puente Grúa, cumple el requisito.

**Figura 8.61**

*Derivas Sismo Y en Macas - Puente Grua.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta U$	$\Delta I$	h	$\Delta E$	R	Factor Reducción	DM
Text	Text	Text	m	$\Delta U =  u_i - (u-1)  (m)$	m	m	$\Delta E =  u_i - (u-1)  (N)$			$\Delta U = 0.75 \cdot \Delta E$
2	Emocast	Inelastic	0.026072	0.026072	0	0	0.002678667	0		1.63%
1	Emocast	Inelastic	0	0	0	0	0			

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta U$	$\Delta I$	h	$\Delta E$	R	Factor Reducción	DM
Text	Text	Text	m	$\Delta U =  u_i - (u-1)  (m)$	m	m	$\Delta E =  u_i - (u-1)  (N)$			$\Delta U = 0.75 \cdot \Delta E$
8	Emocast	Inelastic	0.016557	0.016557	0	0	0.0027595	0		1.98%
7	Emocast	Inelastic	0	0	0	0	0			

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta U$	$\Delta I$	h	$\Delta E$	R	Factor Reducción	DM
Text	Text	Text	m	$\Delta U =  u_i - (u-1)  (m)$	m	m	$\Delta E =  u_i - (u-1)  (N)$			$\Delta U = 0.75 \cdot \Delta E$
4	Emocast	Inelastic	0.026072	0.026072	0	0	0.002678667	0		1.63%
3	Emocast	Inelastic	0	0	0	0	0			

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta U$	$\Delta I$	h	$\Delta E$	R	Factor Reducción	DM
Text	Text	Text	m	$\Delta U =  u_i - (u-1)  (m)$	m	m	$\Delta E =  u_i - (u-1)  (N)$			$\Delta U = 0.75 \cdot \Delta E$
6	Emocast	Inelastic	0.016557	0.016557	0	0	0.0027595	0		1.98%
5	Emocast	Inelastic	0	0	0	0	0			

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

### 8.3.3. Derivas Sísmicas en Oficina Gerencial:

En la Tabla 8.6, se presenta un consolidado con las derivas máximas calculadas para la Oficina Gerencial.

**Tabla 8.6**

*Derivas Máximas en Oficina Gerencial.*

Zona	Dirección de Sismo	Deriva Inelástica
<b>Cuenca</b>		
Todos los Pórticos	Sismo en X	1.56 %
Pórticos lado Derecho	Sismo en Y	1.72 %
<b>Macas</b>		
Todos los Pórticos	Sismo en X	1.83 %
Pórticos lado Derecho	Sismo en Y	2.00 %

**Nota:** Las derivas máximas no deberán exceder el 2% estipulada en la NEC.

Se valida que no sobrepase el límite de deriva máxima según la NEC 15, el cual es un valor de 2%.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección X en la ciudad de Cuenca para la Oficina Gerencial, no cumple el requisito.

**Figura 8.62**

*Fallo en Derivas Sismo X en Cuenca - Oficina Gerencial.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
TABLE: Joint Displacements			DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA			
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Δ1	h	ΔE	ΔE	R	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE
Text	Text	Text	m	Δ1 = (U1 - U0-1) (m)	m	ΔE = (U1 - U0-1) (m)	ΔE			ΔM=0.75*P*ΔE
2	EcuenciaK	LinStatic	0.01973	0.00117	2.5	0.001248		8	0.001248	0.75%
9	EcuenciaK	LinStatic	0.01655	0.01655	3	0.00581		8	0.00581	0.75%
1	EcuenciaK	LinStatic	0	0				8		0.75%

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
TABLE: Joint Displacements			DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA			
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Δ1	h	ΔE	ΔE	R	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE
Text	Text	Text	m	Δ1 = (U1 - U0-1) (m)	m	ΔE = (U1 - U0-1) (m)	ΔE			ΔM=0.75*P*ΔE
4	EcuenciaK	LinStatic	0.00792	0.00117	2.5	0.001248		8	0.001248	0.75%
10	EcuenciaK	LinStatic	0.01655	0.01655	3	0.00581		8	0.00581	0.75%
5	EcuenciaK	LinStatic	0	0				8		0.75%

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
TABLE: Joint Displacements			DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA			
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Δ1	h	ΔE	ΔE	R	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE
Text	Text	Text	m	Δ1 = (U1 - U0-1) (m)	m	ΔE = (U1 - U0-1) (m)	ΔE			ΔM=0.75*P*ΔE
4	EcuenciaK	LinStatic	0.02048	0.00334	2.5	0.003336		8	0.003336	0.81%
12	EcuenciaK	LinStatic	0.01664	0.01664	3	0.0055467		8	0.0055467	0.81%
3	EcuenciaK	LinStatic	0	0				8		0.81%

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
TABLE: Joint Displacements			DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA			
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Δ1	h	ΔE	ΔE	R	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE
Text	Text	Text	m	Δ1 = (U1 - U0-1) (m)	m	ΔE = (U1 - U0-1) (m)	ΔE			ΔM=0.75*P*ΔE
8	EcuenciaK	LinStatic	0.02048	0.00334	2.5	0.003336		8	0.003336	0.81%
11	EcuenciaK	LinStatic	0.01664	0.01664	3	0.0055467		8	0.0055467	0.81%
7	EcuenciaK	LinStatic	0	0				8		0.81%

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

Se procede rigidizando la sección de las columnas para mejorar y cumplir el criterio de Deriva Sísmica según la NEC. En el segundo análisis cumple el criterio.

**Figura 8.63**

*Derivas Sismo X en Cuenca - Oficina Gerencial.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
TABLE: Joint Displacements			DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA			
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Δ1	h	ΔE	ΔE	R	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE
Text	Text	Text	m	Δ1 = (U1 - U0-1) (m)	m	ΔE = (U1 - U0-1) (m)	ΔE			ΔM=0.75*P*ΔE
2	EcuenciaK	LinStatic	0.01009	0.002744	2.5	0.0012476		8	0.0012476	0.69%
9	EcuenciaK	LinStatic	0.007824	0.007824	3	0.0024688		8	0.0024688	0.56%
1	EcuenciaK	LinStatic	0	0				8		0.56%

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
TABLE: Joint Displacements			DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA			
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Δ1	h	ΔE	ΔE	R	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE
Text	Text	Text	m	Δ1 = (U1 - U0-1) (m)	m	ΔE = (U1 - U0-1) (m)	ΔE			ΔM=0.75*P*ΔE
6	EcuenciaK	LinStatic	0.01256	0.002744	2.5	0.0012476		8	0.0012476	0.69%
5	EcuenciaK	LinStatic	0.007824	0.007824	3	0.0024688		8	0.0024688	0.56%
5	EcuenciaK	LinStatic	0	0				8		0.56%

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
TABLE: Joint Displacements			DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA			
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Δ1	h	ΔE	ΔE	R	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE
Text	Text	Text	m	Δ1 = (U1 - U0-1) (m)	m	ΔE = (U1 - U0-1) (m)	ΔE			ΔM=0.75*P*ΔE
4	EcuenciaK	LinStatic	0.02089	0.00286	2.5	0.001146		8	0.001146	0.69%
12	EcuenciaK	LinStatic	0.007824	0.007824	3	0.002508		8	0.002508	0.56%
2	EcuenciaK	LinStatic	0	0				8		0.56%

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
TABLE: Joint Displacements			DERIVA ELÁSTICA				DERIVA INELÁSTICA			
Joint	OutputCase	CaseType	U1	Δ1	h	ΔE	ΔE	R	Factor Reducción	ΔM=0.75*P*ΔE
Text	Text	Text	m	Δ1 = (U1 - U0-1) (m)	m	ΔE = (U1 - U0-1) (m)	ΔE			ΔM=0.75*P*ΔE
8	EcuenciaK	LinStatic	0.02089	0.00286	2.5	0.001146		8	0.001146	0.69%
11	EcuenciaK	LinStatic	0.007824	0.007824	3	0.002508		8	0.002508	0.56%
7	EcuenciaK	LinStatic	0	0				8		0.56%

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección Y en la ciudad de Cuenca para la Oficina Gerencial, no cumple el requisito.

**Figura 8.64**

*Fallo en Derivas Sismo Y en Cuenca - Oficina Gerencial.*

LADO IZQUIERDO									
PORTICO 1									
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	Factor Reducción	R	DM
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)			ΔM = 75 * R * ΔE
2	EcuenciaY	Lineatic	0.01163	0.01913	2.5	0.007282			0.04%
0	EcuenciaY	Lineatic	0.000217	0.000217	1	7.23333E-05			0.04%
1	EcuenciaY	Lineatic	0	0					

LADO DERECHO									
PORTICO 1									
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	Factor Reducción	R	DM
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)			ΔM = 75 * R * ΔE
0	EcuenciaY	Lineatic	0.00207	0.00246	2.5	0.001784			0.05%
10	EcuenciaY	Lineatic	0.000214	0.000214	1	1.46657E-05			0.05%
5	EcuenciaY	Lineatic	0	0					

LADO IZQUIERDO									
PORTICO 2									
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	Factor Reducción	R	DM
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)			ΔM = 75 * R * ΔE
4	EcuenciaY	Lineatic	0.01185	0.01915	2.5	0.007282			0.04%
12	EcuenciaY	Lineatic	0.000217	0.000217	3	7.23333E-05			0.04%
3	EcuenciaY	Lineatic	0	0					

LADO DERECHO									
PORTICO 2									
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	Factor Reducción	R	DM
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)			ΔM = 75 * R * ΔE
8	EcuenciaY	Lineatic	0.00207	0.00246	2.5	0.001784			0.05%
11	EcuenciaY	Lineatic	0.000214	0.000214	3	1.46657E-05			0.05%
7	EcuenciaY	Lineatic	0	0					

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

Se procede rigidizando la sección de las columnas para mejorar y cumplir el criterio de Deriva Sísmica según la NEC. En el segundo análisis cumple el criterio.

**Figura 8.65**

*Derivas Sismo Y en Cuenca - Oficina Gerencial.*

LADO IZQUIERDO									
PORTICO 1									
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	Factor Reducción	R	DM
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)			ΔM = 75 * R * ΔE
2	EcuenciaY	Lineatic	0.006813	0.006604	2.5	0.0026416			1.58%
9	EcuenciaY	Lineatic	0.000209	0.000209	3	8.86697E-05			0.05%
1	EcuenciaY	Lineatic	0	0					

LADO DERECHO									
PORTICO 1									
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	Factor Reducción	R	DM
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)			ΔM = 75 * R * ΔE
0	EcuenciaY	Lineatic	0.007405	0.007156	2.5	0.0028624			1.75%
10	EcuenciaY	Lineatic	0.000249	0.000249	3	0.000683			0.05%
5	EcuenciaY	Lineatic	0	0					

LADO IZQUIERDO									
PORTICO 2									
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	Factor Reducción	R	DM
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)			ΔM = 75 * R * ΔE
4	EcuenciaY	Lineatic	0.006813	0.006604	2.5	0.0026416			1.58%
12	EcuenciaY	Lineatic	0.000209	0.000209	3	8.86697E-05			0.05%
3	EcuenciaY	Lineatic	0	0					

LADO DERECHO									
PORTICO 2									
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	Δi	h	ΔE	Factor Reducción	R	DM
Text	Text	Text	m	Δi =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> -  u <sub>i-1</sub>    (m)			ΔM = 75 * R * ΔE
8	EcuenciaY	Lineatic	0.007405	0.007156	2.5	0.0028624			1.75%
11	EcuenciaY	Lineatic	0.000249	0.000249	3	0.000683			0.05%
7	EcuenciaY	Lineatic	0	0					

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección X en la ciudad de Macas para la Oficina Gerencial, no cumple el requisito.

**Figura 8.66**

*Fallo en Derivas Sismo X en Macas - Oficina Gerencial.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
TABLA: Joint DesplACEMENT										
Joint	OutputCase	CaseType	UI	Δi	h	ΔE	R	DERIVA ELÁSTICA	R	DERIVA INELÁSTICA
Test	Test	Test	m	Δi =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>   (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>  /h <sub>i</sub>	Factor Reducción			ΔM = 0.75 * R * ΔE
2	Emaxax	UnifacK	0.02181	0.008866	2.5	0.003546	8			0.81%
9	Emaxax	UnifacK	0.019485	0.019485	3	0.00649333	8			0.81%
1	Emaxax	UnifacK	0	0						

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
TABLA: Joint DesplACEMENT										
Joint	OutputCase	CaseType	UI	Δi	h	ΔE	R	DERIVA ELÁSTICA	R	DERIVA INELÁSTICA
Test	Test	Test	m	Δi =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>   (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>  /h <sub>i</sub>	Factor Reducción			ΔM = 0.75 * R * ΔE
8	Emaxax	UnifacK	0.02181	0.008866	2.5	0.003546	8			0.81%
10	Emaxax	UnifacK	0.019485	0.019485	3	0.00649333	8			0.81%
5	Emaxax	UnifacK	0	0						

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
TABLA: Joint DesplACEMENT										
Joint	OutputCase	CaseType	UI	Δi	h	ΔE	R	DERIVA ELÁSTICA	R	DERIVA INELÁSTICA
Test	Test	Test	m	Δi =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>   (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>  /h <sub>i</sub>	Factor Reducción			ΔM = 0.75 * R * ΔE
4	Emaxax	UnifacK	0.022429	0.002954	2.5	0.0011816	8			0.81%
12	Emaxax	UnifacK	0.019475	0.019475	3	0.006491967	8			0.81%
1	Emaxax	UnifacK	0	0						

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
TABLA: Joint DesplACEMENT										
Joint	OutputCase	CaseType	UI	Δi	h	ΔE	R	DERIVA ELÁSTICA	R	DERIVA INELÁSTICA
Test	Test	Test	m	Δi =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>   (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>  /h <sub>i</sub>	Factor Reducción			ΔM = 0.75 * R * ΔE
8	Emaxax	UnifacK	0.022429	0.002954	2.5	0.0011816	8			0.81%
11	Emaxax	UnifacK	0.019475	0.019475	3	0.006491967	8			0.81%
7	Emaxax	UnifacK	0	0						

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

Se procede rigidizando la sección de las columnas para mejorar y cumplir el criterio de Deriva Sísmica según la NEC. En el segundo análisis cumple el criterio.

**Figura 8.67**

*Derivas Sismo X en Macas - Oficina Gerencial.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
TABLA: Joint DesplACEMENT										
Joint	OutputCase	CaseType	UI	Δi	h	ΔE	R	DERIVA ELÁSTICA	R	DERIVA INELÁSTICA
Test	Test	Test	m	Δi =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>   (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>  /h <sub>i</sub>	Factor Reducción			ΔM = 0.75 * R * ΔE
2	Emaxax	UnifacK	0.022342	0.003268	2.5	0.0012832	8			0.77%
9	Emaxax	UnifacK	0.009134	0.009134	3	0.003044867	8			1.83%
1	Emaxax	UnifacK	0	0						

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
TABLA: Joint DesplACEMENT										
Joint	OutputCase	CaseType	UI	Δi	h	ΔE	R	DERIVA ELÁSTICA	R	DERIVA INELÁSTICA
Test	Test	Test	m	Δi =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>   (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>  /h <sub>i</sub>	Factor Reducción			ΔM = 0.75 * R * ΔE
9	Emaxax	UnifacK	0.022342	0.003268	2.5	0.0012832	8			0.77%
10	Emaxax	UnifacK	0.009134	0.009134	3	0.003044867	8			1.83%
5	Emaxax	UnifacK	0	0						

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
TABLA: Joint DesplACEMENT										
Joint	OutputCase	CaseType	UI	Δi	h	ΔE	R	DERIVA ELÁSTICA	R	DERIVA INELÁSTICA
Test	Test	Test	m	Δi =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>   (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>  /h <sub>i</sub>	Factor Reducción			ΔM = 0.75 * R * ΔE
4	Emaxax	UnifacK	0.022492	0.003148	2.5	0.0012592	8			0.80%
12	Emaxax	UnifacK	0.009144	0.009144	3	0.003048	8			1.83%
3	Emaxax	UnifacK	0	0						

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
TABLA: Joint DesplACEMENT										
Joint	OutputCase	CaseType	UI	Δi	h	ΔE	R	DERIVA ELÁSTICA	R	DERIVA INELÁSTICA
Test	Test	Test	m	Δi =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>   (m)	m	ΔE =  u <sub>i</sub> - u <sub>i-1</sub>  /h <sub>i</sub>	Factor Reducción			ΔM = 0.75 * R * ΔE
8	Emaxax	UnifacK	0.022492	0.003148	2.5	0.0012592	8			0.80%
11	Emaxax	UnifacK	0.009144	0.009144	3	0.003048	8			1.83%
7	Emaxax	UnifacK	0	0						

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

En el primer análisis de derivas sísmicas en dirección Y en la ciudad de Macas para la Oficina Gerencial, no cumple el requisito.

**Figura 8.68**

*Fallo en Derivas Sismo Y en Macas - Oficina Gerencial.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta_i$	$\Delta_i = (u_i - u_{i-1})/h$	$\Delta_i^2$	$\Delta_i^2 = (u_i - u_{i-1})^2/h^2$	Factor Reduccion	R	DERIVA INELASTICA $\Delta M$
2	Emax05Y	LinStatic	0.022024	0.022024	2.5	0.000516				0.000516
9	Emax05Y	LinStatic	0.000219	0.000219	3	8.4667E-05				0.000219
1	Emax05Y	LinStatic	0	0	0	0				0

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta_i$	$\Delta_i = (u_i - u_{i-1})/h$	$\Delta_i^2$	$\Delta_i^2 = (u_i - u_{i-1})^2/h^2$	Factor Reduccion	R	DERIVA INELASTICA $\Delta M$
8	Emax05Y	LinStatic	0.024211	0.024211	2.5	0.000579				0.000579
10	Emax05Y	LinStatic	0.000237	0.000237	3	0.000099				0.000237
5	Emax05Y	LinStatic	0	0	0	0				0

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta_i$	$\Delta_i = (u_i - u_{i-1})/h$	$\Delta_i^2$	$\Delta_i^2 = (u_i - u_{i-1})^2/h^2$	Factor Reduccion	R	DERIVA INELASTICA $\Delta M$
4	Emax05Y	LinStatic	0.022024	0.022024	2.5	0.000516				0.000516
12	Emax05Y	LinStatic	0.000219	0.000219	3	8.4667E-05				0.000219
3	Emax05Y	LinStatic	0	0	0	0				0

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta_i$	$\Delta_i = (u_i - u_{i-1})/h$	$\Delta_i^2$	$\Delta_i^2 = (u_i - u_{i-1})^2/h^2$	Factor Reduccion	R	DERIVA INELASTICA $\Delta M$
8	Emax05Y	LinStatic	0.024211	0.024211	2.5	0.000579				0.000579
11	Emax05Y	LinStatic	0.000237	0.000237	3	0.000099				0.000237
7	Emax05Y	LinStatic	0	0	0	0				0

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

Se procede rigidizando la sección de las columnas para mejorar y cumplir el criterio de Deriva Sísmica según la NEC. Se observa que cumple con 2%.

**Figura 8.69**

*Derivas Sismo Y en Macas - Oficina Gerencial.*

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 1										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta_i$	$\Delta_i = (u_i - u_{i-1})/h$	$\Delta_i^2$	$\Delta_i^2 = (u_i - u_{i-1})^2/h^2$	Factor Reduccion	R	DERIVA INELASTICA $\Delta M$
2	Emax05Y	LinStatic	0.007962	0.007962	2.5	0.000086				0.000086
9	Emax05Y	LinStatic	0.000245	0.000245	3	8.1667E-05				0.000245
1	Emax05Y	LinStatic	0	0	0	0				0

LADO DERECHO										
PORTICO 1										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta_i$	$\Delta_i = (u_i - u_{i-1})/h$	$\Delta_i^2$	$\Delta_i^2 = (u_i - u_{i-1})^2/h^2$	Factor Reduccion	R	DERIVA INELASTICA $\Delta M$
4	Emax05Y	LinStatic	0.006654	0.006654	2.5	0.000081				0.000081
10	Emax05Y	LinStatic	0.000291	0.000291	3	0.000097				0.000291
5	Emax05Y	LinStatic	0	0	0	0				0

LADO IZQUIERDO										
PORTICO 2										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta_i$	$\Delta_i = (u_i - u_{i-1})/h$	$\Delta_i^2$	$\Delta_i^2 = (u_i - u_{i-1})^2/h^2$	Factor Reduccion	R	DERIVA INELASTICA $\Delta M$
4	Emax05Y	LinStatic	0.007962	0.007962	2.5	0.000086				0.000086
12	Emax05Y	LinStatic	0.000245	0.000245	3	8.1667E-05				0.000245
8	Emax05Y	LinStatic	0	0	0	0				0

LADO DERECHO										
PORTICO 2										
Joint	OutputCase	CaseType	UZ	$\Delta_i$	$\Delta_i = (u_i - u_{i-1})/h$	$\Delta_i^2$	$\Delta_i^2 = (u_i - u_{i-1})^2/h^2$	Factor Reduccion	R	DERIVA INELASTICA $\Delta M$
8	Emax05Y	LinStatic	0.006654	0.006654	2.5	0.000081				0.000081
11	Emax05Y	LinStatic	0.000291	0.000291	3	0.000097				0.000291
7	Emax05Y	LinStatic	0	0	0	0				0

**Nota:** Se analiza y valida los resultados del cálculo de derivas sísmicas.

## 9. Presupuesto

### 9.1. Fase 10: Estimación de Costos Unitarios:

Figura 9.1

APU Nave Industrial.

**PROYECTO:** Nave Industrial Sismorresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial  
**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Ing. John Farez  
**PROYECTO:** Nave Industrial Sismorresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial  
**ITEM:** 1  
**DESCRIPCIÓN:** Nave Industrial  
**UNIDAD:** u

**EQUIPO Y HERRAMIENTA**

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA HORA B	RENDIMIENTO HORAS/U C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Herramienta menor (Tijeras, brocas, llaves de boca, llaves, etc)	3h/MO			\$ 210.00
2	Pala Excavadora	1	30.00	40	\$ 1,200.00
3	Concretadora	1	15.00	40	\$ 600.00
<b>PARCIAL M</b>					<b>\$ 2,610.00</b>

**MATERIALES**

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U B	COSTO TOTAL D=A*B
1	Perfiles PE 200 (Correas de Techo) (6m)	un	48	336.96	\$ 16,174.08
2	Perfiles PE 300 (Vigas de Portico Principal) (8m)	un	10	767.52	\$ 7,675.20
3	Perfiles HEA 340 (Columnas) (8m)	un	10	804.96	\$ 8,049.60
4	Perfiles PE 270 (Vigas de Porticos Esquinas) (6m)	un	4	421.20	\$ 1,684.80
5	Perfiles PE 240 (Vigas de Porticos Laterales) (6m)	un	4	379.08	\$ 1,516.32
6	Botinas de Acero A-36 (ø=8mm) (ø=1600mm)	m	20.5	165.00	\$ 3,382.50
7	Tubo Redondo Estructural 4" S80 (4000mm)	un	32	161.46	\$ 5,166.72
8	Planchas A-36 ø = 40mm (1500mm x 1500mm)	un	10	414.18	\$ 4,141.80
9	Pernos Estructurales A325 5/8in x 2in (Correas de Techo-Viga de Carga)	un	102	3	\$ 570.00
10	Pernos Estructurales A325 7/8in x 2in (Correas de Techo)	un	288	4	\$ 1,152.00
11	Pernos Estructurales A325 3/4in x 3in (Vigas de Carga - Columna)	un	89	3.5	\$ 280.00
12	Pernos Estructurales A325 3/4in x 3in (Vigas de Amarré)	un	48	3	\$ 144.00
13	Pernos de Anclaje F1554 Gr.36 1in x 250mm	un	40.00	5	\$ 200.00
14	Electrodo E6018 1/8in (Para soldar 145 metros de longitud de soldadura, cables de 5mm)	kg	25.00	4.78	\$ 119.50
<b>PARCIAL N</b>					<b>\$ 50,262.52</b>

**TRANSPORTE**

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Transporte de Material a Sitio (Plataforma/Trailer)	km	2	3.00	250	\$ 1,500.00
2	Peaje	un	3	15.00	1	\$ 45.00
<b>PARCIAL O</b>						<b>\$ 1,545.00</b>

**MANO DE OBRA**

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. \$ B	RENDIMIENTO HORAS/U C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Ayudante mecánico	2	3.00	200	\$ 1,200.00
2	Ingeniero Mecánico	1	6.00	200	\$ 1,200.00
3	Maestro albañil	2	3.25	200	\$ 1,300.00
4	Ayudantes albañiles	2	3.00	200	\$ 1,200.00
5	Soldador	3	3.50	200	\$ 1,440.00
6	Supervisor de Obra	1	3.80	200	\$ 760.00
<b>PARCIAL P</b>					<b>\$ 7,920.00</b>

ITEM	TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)	PORCENTAJE	\$
1	INDIRECTOS Y UTILIDAD	5.00%	\$ 3,041.91
2	COSTO TOTAL DEL RUBRO		
3	<b>VALOR PROPUESTO</b>		<b>\$ 63,880.03</b>

**Nota:** Se estima los costos para la construcción de la Nave Industrial mediante un Análisis de Precios Unitarios.

## Figura 9.2

### APU Puente Grúa.

**PROYECTO: Nave Industrial Sismoresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial**  
**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Ing. John Farez  
**PROYECTO:** Nave Industrial Sismoresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial  
**ITEM:** 1  
**DESCRIPCION:** Puente Grúa  
**UNIDAD:** u

**EQUIPO Y HERRAMIENTA**

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA HORA B	RENDIMIENTO HORAS/U C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Herramienta menor (Taladro, brocas, llaves de boca, dados, etc)	3%MO			\$ 19.08
<b>PARCIAL M</b>					<b>\$ 19.08</b>

**MATERIALES**

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U B	COSTO TOTAL C=A*B
1	Perfiles IPE 180 (Vigas de Amarro) (12m)	un	2	674.00	\$ 1,348.00
2	Perfiles HEB 500 (Vigas Camileras) (12m)	un	2	1966.00	\$ 3,932.00
3	Perfiles HEA 200 (Columnas) (6m)	un	4	351.00	\$ 1,404.00
4	Bobinas de Acero A-36 (e=3mm) (a=1600mm)	m	2.0	88.14	\$ 176.28
5	Planchas A-36 e = 25mm (500mm x 500mm)	un	4	115.00	\$ 460.00
6	Pernos Estructurales A325 1/2in x 2in (Correas de Techo-Viga de Carga)	un	16	3	\$ 48.00
7	Pernos Estructurales A325 1in x 2in (Correas de Techo)	un	24	5	\$ 120.00
8	Pernos de Anclaje F1554 Gr. 36 3/4in x 250mm	un	16.00	6	\$ 96.00
9	Electrodo E6018 1/8in (Para soldar 6.08 metros de longitud de soldadura, catetos de 5mm)	kg	2.00	4.78	\$ 9.56
10	Puente Grúa de Monoviga con capacidad de 5 Toneladas	un	1.00	11300	\$ 11,300.00
<b>PARCIAL N</b>					<b>\$ 18,893.84</b>

**TRANSPORTE**

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Transporte de Material a Sitio (Plataforma/Trailer)	km	1	2.00	250	\$ 500.00
2	Peaje	un	3	15.00	1	\$ 45.00
<b>PARCIAL O</b>						<b>\$ 545.00</b>

**MANO DE OBRA**

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIMIENTO HORAS/U C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Ayudante mecanico	1	3.00	40.00	\$ 120.00
2	Ingeniero Mecanico	1	5.60	40.00	\$ 224.00
3	Soldador	1	3.50	40.00	\$ 140.00
4	Supervisor de Obra	1	3.80	40.00	\$ 152.00
<b>PARCIAL P</b>					<b>\$ 636.00</b>

ITEM	TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)	PORCENTAJE	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	INDIRECTOS Y UTILIDAD	5.00%	\$ 1,004.70
2	COSTO TOTAL DEL RUBRO		
<b>VALOR PROPUESTO</b>			<b>\$ 21,098.62</b>

**Nota:** Se estima los costos para la construcción del Puente Grúa mediante un Análisis de Precios Unitarios. Aquí cabe recalcar que el Puente Grúa en sí, se deberá cotizar aparte al fabricante que se considera, en este caso los costos rondan desde los \$3,000.00 hasta los \$20,000.00. Esto depende de la capacidad y dimensiones.

**Figura 9.3**

*APU Oficina Gerencial.*

**PROYECTO: Nave Industrial Sismoresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial**  
**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Ing. John Farez  
**PROYECTO:** Nave Industrial Sismoresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial  
**ITEM:** 1  
**DESCRIPCION:** Oficina Gerencial  
**UNIDAD:** u

**EQUIPO Y HERRAMIENTA**

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA HORA B	RENDIMIENTO HORAS/U C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Herramienta menor (Taladro, brocas, llaves de boca, dados, etc)	3%MO			\$ 53.76
<b>PARCIAL M</b>					<b>\$ 53.76</b>

**MATERIALES**

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U B	COSTO TOTAL C=A*B
1	Perfiles IPE 140 (Correas de Techo) (3.75m)	un	7	113.20	\$ 792.40
2	Perfiles IPE 200 (Vigas de Portico Principal Techo) (8m)	un	2	419.33	\$ 838.66
3	Perfiles HEA 240 (Columnas) (6m)	un	4	863.46	\$ 3,453.84
4	Perfiles IPE 180 (Correas de Entrepiso) (3.75m)	un	7	164.97	\$ 1,154.79
5	Perfiles IPE 270 (Vigas de Portico Principal Entrepiso) (8m)	un	2	675.79	\$ 1,351.58
6	Bobinas de Acero A-36 (e=8mm) (a=1000mm)	m	2	146.95	\$ 308.60
7	Tubo Redondo Estructural 4" S80 (4000mm)	un	4	161.46	\$ 645.84
8	Planchas A-36 e = 20mm (1000mm x 1000mm)	un	4	367.38	\$ 1,469.52
9	Pernos Estructurales A325 3/4in x 2in (Correa Entrepiso Esquina - Columna)	un	16	3.5	\$ 56.00
10	Pernos Estructurales A325 3/4in x 2in (Vigas de Carga Techo - Columna)	un	16	3.5	\$ 56.00
11	Pernos Estructurales A325 3/4in x 2in (Vigas de Carga Entrepiso - Columna)	un	24	3.5	\$ 84.00
12	Pernos de Anclaje F1554 Gr.36 3/4in x 250mm	un	16.00	6	\$ 96.00
13	Electrodo E6018 1/8in (Para soldar 48.52 metros de longitud de soldadura, catetos de 5mm)	kg	16.00	4.78	\$ 76.48
<b>PARCIAL N</b>					<b>\$ 10,383.71</b>

**TRANSPORTE**

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Transporte de Material a Sitio (Plataforma/Trailer)	km	2	3.00	250	\$ 1,500.00
2	Peaje	un	3	15.00	1	\$ 45.00
<b>PARCIAL O</b>						<b>\$ 1,545.00</b>

**MANO DE OBRA**

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD A	S. R.H. B	RENDIMIENTO HORAS/U C	COSTO TOTAL D=A*B*C
1	Ayudante mecanico	2	3.00	80	\$ 480.00
2	Ingeniero Mecanico	1	5.60	80	\$ 448.00
3	Soldador	2	3.50	80	\$ 560.00
4	Supervisor de Obra	1	3.80	80	\$ 304.00
<b>PARCIAL P</b>					<b>\$ 1,792.00</b>

ITEM	TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)	PORCENTAJE	\$
1	INDIRECTOS Y UTILIDAD	5.00%	\$ 688.72
2	COSTO TOTAL DEL RUBRO		
<b>VALOR PROPUESTO</b>			<b>\$ 14,463.19</b>

**Nota:** Se estima los costos para la construcción de la Oficina Gerencial mediante un Análisis de Precios Unitarios.

## 9.2. Costo de Ingeniería de Diseño Estructural

La tabla 9.1 presenta el costo de la ingeniería de diseño estructural para el desarrollo del proyecto considerando un cobro del 10% del costo total.

**Tabla 9.1**

*Recurso de Talento Humano - 10%.*

Nombre	Descripción	Unid	Porcentaje	P.Estructural	P.Total
John Farez	Diseño e Ingeniería Estructural	UN	10%	\$99,441.83	\$9,944.18

**Nota:** En la tabla se observa el costo del diseño e ingeniería estructural considerando un 10% del valor total del costo del proyecto.

La tabla 9.2 presenta el costo de la ingeniería de diseño estructural para el desarrollo del proyecto considerando un cobro del 15% del costo total.

**Tabla 9.2**

*Recurso de Talento Humano - 15%.*

Nombre	Descripción	Unid	Porcentaje	P.Estructural	P.Total
John Farez	Diseño e Ingeniería Estructural	UN	15%	\$99,441.83	\$14,916.27

**Nota:** En la tabla se observa el costo del diseño e ingeniería estructural considerando un 15% del valor total del costo del proyecto.

La tabla 9.3 presenta el costo de la ingeniería de diseño estructural para el desarrollo del proyecto considerando un cobro del 20% del costo total.

**Tabla 9.3**

*Recurso de Talento Humano - 20%.*

Nombre	Descripción	Unid	Porcentaje	P.Estructural	P.Total
John Farez	Diseño e Ingeniería Estructural	UN	20%	\$99,441.83	\$19,888.37

**Nota:** En la tabla se observa el costo del diseño e ingeniería estructural considerando un 20% del valor total del costo del proyecto.

### 9.3. Costos Totales del Proyecto

En las siguientes figuras se presenta el monto total estimado para cada estructura metálica —nave industrial, puente grúa y oficina gerencial— calculado mediante el Análisis de Precios Unitarios (APU) referencial correspondiente. Cada valor integra los costos asociados a equipos, materiales, logística de transporte y mano de obra directa. Además, se ha incorporado un 5% adicional sobre el monto global como provisión para imprevistos o desviaciones no contempladas inicialmente por el cliente dentro del alcance del proyecto, aplicable a cada APU de forma individual.

En la Figura 9.4 se presenta el análisis del costo asociado al diseño estructural e ingeniería, para el cual se ha considerado un porcentaje referencial del 10% sobre el valor total del proyecto.

### Figura 9.4

*Análisis de Costos Totales 10% - Proyecto de Nave Industrial Sismoresistente.*

ANÁLISIS DE COSTOS TOTALES					
<b>PROYECTO: Nave Industrial Sismoresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial</b>					
Fecha: 05 de Noviembre del 2025					
N°	Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Nave Industrial	u	1	63880.03	63880.03
2	Puente Grúa	u	1	21098.62	21098.62
3	Oficina Gerencial	u	1	14463.19	14463.19
<b>TOTAL</b>					<b>99441.83</b>
N°	Descripción	Unid.	Porcentaje	P. Unitario	P. Total
4	Diseño e Ingeniería Estructural	u	10.00%	99441.83	9944.18
<b>TOTAL</b>					<b>9944.18</b>

**Son:**

**PRESUPUESTO TOTAL \$ 109,386.01**

Responsable: \_\_\_\_\_ Ing. John Alexander Farez

**Nota:** Se estima los costos totales para la construcción del proyecto completo de la Nave Industrial con el Puente Grúa de 5 toneladas y una Oficina Gerencial mediante un Análisis de Costos Totales. La presente es una oferta.

En la Figura 9.5 se presenta el análisis del costo asociado al diseño estructural e ingeniería, para el cual se ha considerado un porcentaje referencial del 10% sobre el valor total del proyecto.

### Figura 9.5

*Análisis de Costos Totales 15% - Proyecto de Nave Industrial Sismoresistente.*

ANÁLISIS DE COSTOS TOTALES					
<b>PROYECTO: Nave Industrial Sismoresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial</b>					
Fecha: 05 de Noviembre del 2025					
N°	Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Nave Industrial	u	1	63880.03	63880.03
2	Puente Grúa	u	1	21098.62	21098.62
3	Oficina Gerencial	u	1	14463.19	14463.19
<b>TOTAL</b>					<b>99441.83</b>
N°	Descripción	Unid.	Porcentaje	P. Unitario	P. Total
4	Diseño e Ingeniería Estructural	u	15.00%	99441.83	14916.27
<b>TOTAL</b>					<b>14916.27</b>

**Son:**

<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>	<b>\$ 114,358.10</b>
--------------------------	----------------------

Responsable: \_\_\_\_\_ Ing. John Alexander Farez

**Nota:** Se estima los costos totales para la construcción del proyecto completo de la Nave Industrial con el Puente Grúa de 5 toneladas y una Oficina Gerencial mediante un Análisis de Costos Totales. La presente es una oferta.

En la Figura 9.6 se presenta el análisis del costo asociado al diseño estructural e ingeniería, para el cual se ha considerado un porcentaje referencial del 10% sobre el valor total del proyecto.

### Figura 9.6

*Análisis de Costos Totales 20% - Proyecto de Nave Industrial Sismoresistente.*

ANÁLISIS DE COSTOS TOTALES					
<b>PROYECTO: Nave Industrial Sismoresistente con Puente Grúa y Oficina Gerencial</b>					
Fecha: 05 de Noviembre del 2025					
N°	Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Nave Industrial	u	1	63880.03	63880.03
2	Puente Grúa	u	1	21098.62	21098.62
3	Oficina Gerencial	u	1	14463.19	14463.19
<b>TOTAL</b>					<b>99441.83</b>
N°	Descripción	Unid.	Porcentaje	P. Unitario	P. Total
4	Diseño e Ingeniería Estructural	u	20.00%	99441.83	19888.37
<b>TOTAL</b>					<b>19888.37</b>

**Son:**

<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>	<b>\$ 119,330.20</b>
--------------------------	----------------------

Responsable: \_\_\_\_\_ Ing. John Alexander Farez

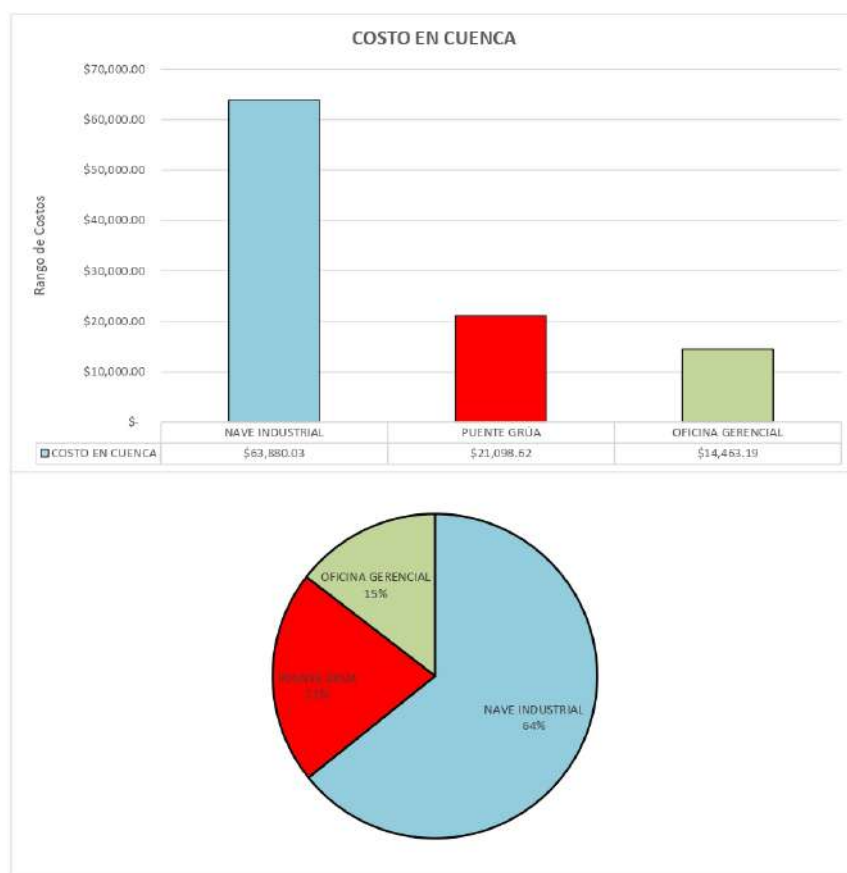
**Nota:** Se estima los costos totales para la construcción del proyecto completo de la Nave Industrial con el Puente Grúa de 5 toneladas y una Oficina Gerencial mediante un Análisis de Costos Totales. La presente es una oferta.

La diferencia de costos entre las estructuras diseñadas para Cuenca y Macas se explica principalmente por las variaciones en la demanda sísmica y las condiciones geotécnicas de cada localidad. En Macas, la mayor aceleración espectral y la clasificación del suelo generan mayores fuerzas internas, lo que exige perfiles estructurales de mayor rigidez o espesor, incrementando el peso total de acero y, por tanto, el costo. Adicionalmente, en esta ciudad las placas base, pernos de anclaje y elementos de arriostamiento requieren dimensiones más robustas, lo

que también impacta en el presupuesto. En contraste, Cuenca presenta demandas sísmicas moderadas que permiten un diseño más eficiente y liviano, resultando en menores cantidades de acero y costos de fabricación y montaje. Así, las particularidades sísmicas y geotécnicas de cada sitio influyen directamente en el comportamiento estructural y, por ende, en el costo final del proyecto.

### Figura 9.7

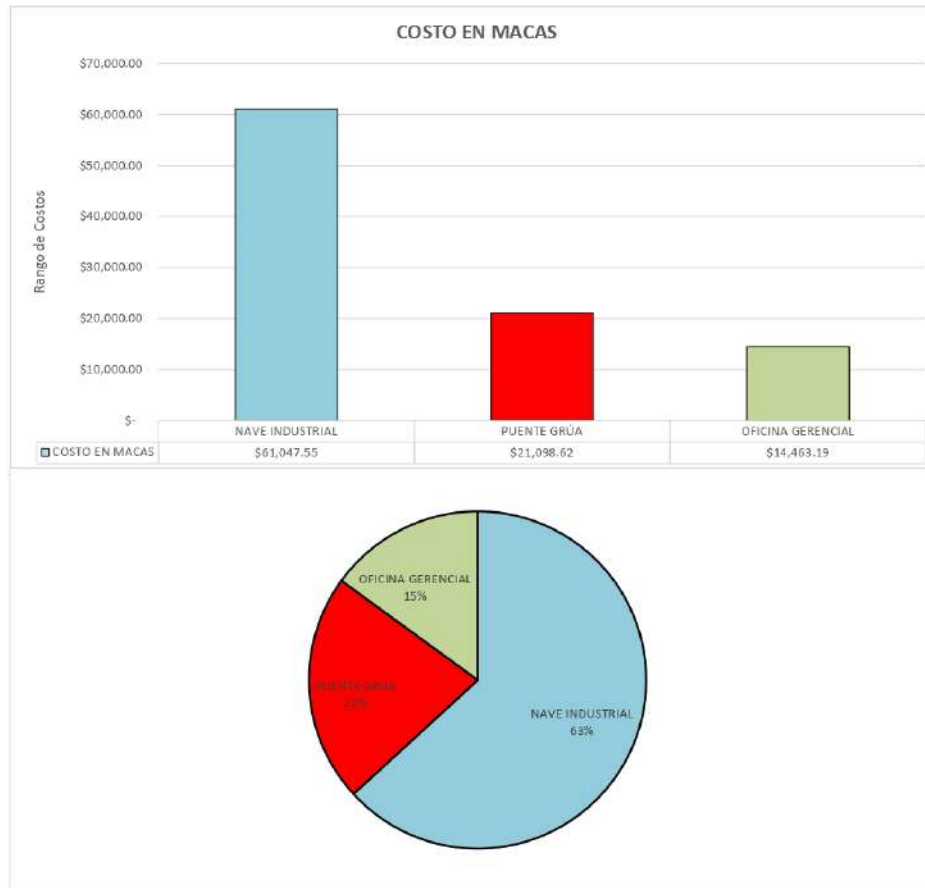
*Diagrama Comparativo de Costos - Cuenca.*



**Nota:** Si bien la zona presenta una menor amenaza sísmica, lo que abre oportunidades para optimizar todos los elementos estructurales, la diferencia en los ratios de desempeño entre ambas localidades no resulta significativa. Por ello, se optó por mantener los mismos perfiles empleados en el caso de Macas, con el objetivo de preservar la coherencia del diseño y facilitar una comparación técnica equitativa entre ambas alternativas.

**Figura 9.8**

*Diagrama Comparativo de Costos - Macas.*



**Nota:** Dado que el ratio de desempeño de las correas estructurales es bajo —principalmente porque la carga por ceniza volcánica resulta significativamente menor que la generada por granizo— se optó por reducir la sección de las correas. Esta decisión permitió optimizar el diseño y mejorar la eficiencia económica del sistema de cubierta sin comprometer su seguridad estructural.

## 10. Conclusiones

- El análisis estructural de la nave industrial evidenció la necesidad de realizar ajustes progresivos en el diseño para alcanzar los niveles de desempeño establecidos por la normativa. La sustitución de perfiles por secciones de mayor rigidez y la incorporación de arriostramientos tipo Cruz de San Andrés en los pórticos laterales resultaron soluciones efectivas frente a las limitaciones identificadas inicialmente. Asimismo, el cambio de condiciones de apoyo de articuladas a empotradas mejoró de manera significativa la respuesta global de la estructura ante las combinaciones de carga evaluadas. No obstante, se reconoce que aún existen oportunidades de optimización, particularmente en la cubierta, donde el control del pandeo lateral-torsional podría perfeccionarse mediante la incorporación de elementos adicionales de estabilización.
- El puente grúa tuvo un impacto determinante en el diseño. El análisis reveló inicialmente columnas sub-dimensionadas y vigas principales sobredimensionadas, lo que motivó la adopción de perfiles IPE y el aumento de rigidez en las columnas. Las posiciones críticas establecidas por la CMAA 70 generaron incrementos de hasta 85% en momentos y 86% en cortantes, configurando el escenario más exigente para la verificación estructural. La integración explícita del equipo permitió obtener un diseño más seguro y representativo de las condiciones reales de operación.
- En la oficina gerencial se identificó una respuesta sísmica deficiente debido a la omisión de la acción en el eje Y en el modelo original. La asignación correcta de diafragmas rígidos y la incorporación integral de las cargas sísmicas permitió restablecer la estabilidad y cumplir las exigencias normativas, destacando la importancia de una modelación precisa del comportamiento diafragmático en edificaciones de varios niveles.
- El análisis comparativo mostró diferencias sustanciales entre ambas ciudades: la estructura diseñada para Macas presentó hasta 85% más fuerzas internas y 90% más derivas que en Cuenca, debido a mayores aceleraciones espectrales y condiciones geotécnicas

más severas. Aun así, las derivas se mantuvieron dentro del límite del 2% (1.72% en Cuenca y 2.00% en Macas), considerándose representativas.

- Estas variaciones de demanda estructural influyeron directamente en el costo final: la estructura proyectada para Macas resultó aproximadamente 15% más costosa, debido al mayor peso de acero, espesores de placas base y tamaños de anclajes.
- El proyecto confirma la relevancia de integrar simultáneamente la demanda sísmica y la operativa del puente grúa desde las primeras fases de diseño, considerando su impacto en la rigidez, peso y costo final. Así mismo, la comparación entre Cuenca y Macas constituye un aporte técnico significativo, al demostrar cómo el emplazamiento modifica las decisiones de diseño y afecta el comportamiento estructural y económico de naves industriales en el Ecuador.

## 11. Recomendaciones

### 11.1. Mejoras Constructivas

- Se recomienda reforzar el control del pandeo lateral–torsional de las vigas de cubierta mediante la incorporación de elementos adicionales de arriostramiento o diafragmas secundarios, especialmente en zonas con luces mayores o puntos de concentración de carga.
- Es conveniente estandarizar el uso de arriostramientos tipo Cruz de San Andrés en pórticos laterales o zonas expuestas a mayores demandas sísmicas, dado el desempeño favorable observado en todas las simulaciones.
- Se sugiere optimizar el diseño de las placas base y sistemas de anclaje considerando condiciones reales de montaje, tolerancias constructivas y características del concreto de fundación, a fin de reducir errores durante la instalación.
- Para el puente grúa, se recomienda verificar con el proveedor la compatibilidad geométrica y funcional entre la viga carrilera, el perfil seleccionado y el sistema de ruedas, especialmente en condiciones de cargas extremas.

### 11.2. Inspección y mantenimiento

- Implementar un plan periódico de inspección de soldaduras, conexiones atornilladas y anclajes, priorizando las zonas donde actúa el puente grúa, ya que concentran mayor demanda cíclica y vibratoria.
- Verificar periódicamente la alineación de las vigas carrileras, condición fundamental para evitar esfuerzos adicionales no previstos en el diseño.
- Registrar e inspeccionar el desgaste, corrosión y holgura en los sistemas de rodadura y guías del puente grúa, adoptando un cronograma de mantenimiento preventivo conforme

a recomendaciones del fabricante y la norma CMAA 70.

- Realizar monitoreo básico de derivas y desplazamientos laterales en las zonas críticas de la nave mediante inspecciones anuales, especialmente después de eventos sísmicos moderados o fuertes.
- Garantizar que se mantengan despejados los elementos de arriostamiento y que no existan modificaciones no autorizadas por parte de los usuarios o mantenedores.

### 11.3. Posibles estudios y desarrollos futuros

- Realizar un análisis no lineal estático o dinámico (pushover o time-history) para evaluar más detalladamente el comportamiento post-elástico de la nave industrial, especialmente en zonas donde se concentran rotaciones o derivas máximas.
- Incorporar un estudio de fatiga estructural en las vigas carrileras, columnas y conexiones sometidas a cargas repetitivas del puente grúa, considerando ciclos de operación reales y factores de impacto dinámico.
- Evaluar los efectos de vibración inducidos por el movimiento del puente grúa, tanto sobre la estructura metálica como sobre las condiciones de servicio y confort del personal, aplicando criterios de vibración según CMAA 70 o ISO 10137.
- Desarrollar una simulación avanzada que incluya interacción suelo-estructura para comparar el efecto del tipo de cimentación entre ambas localidades y verificar si las condiciones geotécnicas locales modifican significativamente la respuesta sísmica.
- Estudiar la posibilidad de emplear perfiles más eficientes (por ejemplo secciones híbridas, placas soldadas o perfiles optimizados) para reducir aún más el peso total, especialmente en la estructura correspondiente a Cuenca.

## Referencias Bibliográficas

- AcerosCrea. (2024). *La norma astm*. Disponible en: <https://vigaipr.com/blog/norma-astm/>;  
Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- AISC. (2019a). *Design guide 7 - base plate and anchor rod design*. Disponible en:  
<https://www.abarsazeha.com/images/>; Accedido el: 7 de octubre del 2025.
- AISC. (2019b). *Design guide 7 - industrial building design*. Disponible en:  
<https://www.aisc.org/Design-Guide-07-Industrial-Building-Design-Third-Ed>; Accedido  
el: 7 de julio del 2025.
- American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (aci 138-19)*. American Concrete Institute.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2024). *Current standards*. Disponible en:  
<https://www.aisc.org/publications/steel-standards/>; Accedido el: 9 de noviembre del  
2024.
- American National Standards Institute - American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC). (2024). *Specification for structural steel buildings*. Disponible en: <https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/publications/standards/a360-22w.pdf>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- American Society of Civil Engineers (ASCE, 7-16). (2018). *Asce 7-16: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Disponible en:  
<https://www.asce.org/publications-and-news/codes-and-standards>; Accedido el: 9 de  
noviembre del 2024.
- American Welding Society (AWS). (2015). *Código de soldadura estructural - acero*. Disponible  
en: [https://pubs.aws.org/download\\_pdfs/d1.1-2015-spa-pv.pdf?srsltid=AfmBOoo38VW12Woxn\\_Kn5T\\_RI\\_I9zbFM-Y8ggQnypbK3DnXPfvnRpFOsU](https://pubs.aws.org/download_pdfs/d1.1-2015-spa-pv.pdf?srsltid=AfmBOoo38VW12Woxn_Kn5T_RI_I9zbFM-Y8ggQnypbK3DnXPfvnRpFOsU); Accedido el: 9 de  
noviembre del 2024.
- Awad, R. R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Universidad Eafit.
- Benito, B., y Jiménez, E. (1999). Peligrosidad sísmica. *Física de la Tierra*, 11, 13–47.
- Brotóns, P. (2010). *Construcción de estructuras metálicas*. Editorial Club Universitario.

- Camicon. (2015). *Código nec-se-ac: Estructuras de acero*. habitatyvivienda.gob.ec.
- Campusano, F., David;Yáñez. (2008). *Conexiones sismoresistentes viga-columna en elementos prefabricados de hormigón*. Disponible en: <https://repositorio.uchile.cl/bitstream/>; Accedido el: 15 de diciembre del 2024.
- Chazaro, C. (2021). *Tipos de conexiones para estructuras de acero*. en: <https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/tipos-de-conexiones-para-estructuras-de-acero>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Cunalata, F., y Caiza, P. (2022). Estado del arte de estudios de vulnerabilidad sísmica en ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55–64.
- Detke, F. (2021). *Método de las deformaciones*. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/516622746/Metodo-de-las-Deformaciones>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Diego, V., Valarezo; Oscar. (2006). *Estudio de la optimización de procesos de fabricación de vigas y columnas metálicas soldadas para estructuras de edificios*. Disponible en: <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/447/1/CD-0395.pdf>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Eden, C. (2017). *Comportamiento estructural*. Disponible en: <https://ceingenieria.blogspot.com/2017/01/comportamiento-estructural.html>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Entendiendo Ing Estructural. (2023). *Diseño de conexiones de acero / empernadas y soldadas*. Disponible en: <https://www.youtube.com/>; Accedido el: 12 de septiembre del 2025.
- Escuela Politécnica Nacional. (2025). *Campaña de recolección de ceniza y mantenimiento de la red de cenizómetros del volcán sangay*. Disponible en: <https://www.igepn.edu.ec/ovt/tag/sangay>; Accedido el: 12 de septiembre del 2025.
- EuroCrane. (2025). *Puente grúa 5 toneladas*. Disponible en: <https://www.eurocranedq.com/es/project-cases/puente-grua-5-toneladas-precio.html>; Accedido el: 7 de julio del 2025.
- for Testing, A. S., y (ASTM), M. (2024). *Normas y formación sobre el metal*. Disponible en: <https://la.astm.org/es/industry/metals/>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Garaycochea, C. (2016). *Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú (Peru).
- González, W. (2014). *Uniones y conexiones en estructuras de acero*. Disponible en: <https://es.slideshare.net/>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Guleria, A., y cols. (2014). Structural analysis of a multi-storeyed building using etabs for

- different plan configurations. *Int. J. Eng. Res. Technol*, 3(5), 1481–1485.
- Gustin, E. (1980). *Estructuras metálicas*. Reverté.
- Hernández, V. (2018). *Tipos de estructuras metálicas según su uso*. Disponible en: <https://blog.laminasyaceros.com/>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Huaraca Ramos, A. (2018). *Análisis comparativo aplicando el software robot structural analysis y etabs para evaluar el comportamiento estructural de viviendas autoconstruidas*. Universidad Peruana los Andes.
- Jaimés, E. O. M. A. C., Miguel;Reinoso. (2009). *Correlación entre la aceleración y velocidad máxima del suelo: Aplicación en el análisis del peligro sísmico*. Disponible en: <https://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n81/n81a2.pdf>; Accedido el: 15 de diciembre del 2024.
- Mamani León, E. J. (2021). Análisis y diseño estructural utilizando revit, para mejorar la vivienda multifamiliar de cuatro pisos, distrito de alto selva alegre, arequipa.
- McCormack Jack, C. S. (2013). *Diseño de estructuras de acero - 5a edición*. Disponible en: <https://www.academia.edu/37404580/>; Accedido el: 14 de junio del 2025.
- Muir Larry, T. W. (2014). *Guía de diseño 29 - análisis y diseño de arriostramientos verticales*. Disponible en: <https://www.aisc.org/Design-Guide-29-Vertical-Bracing-Connections-Analysis-and-Design>; Accedido el: 12 de septiembre del 2025.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2023). *Cargas (no sísmicas)*. Disponible en: [https:// www.habitat y vivienda. gob.ec/ documentos-normativos -nec-norma-ecuatoriana -de-la- construccion/](https://www.habitat y vivienda. gob.ec/ documentos-normativos -nec-norma-ecuatoriana -de-la- construccion/); Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015). (2023). *Capítulos de la nec (norma ecuatoriana de la construcción)*. Disponible en: [https:// www.habitat y vivienda. gob.ec/d ocumentos- normativos -nec-norma -ecuatoriana -de-la- construccion/](https://www.habitat y vivienda. gob.ec/d ocumentos- normativos -nec-norma -ecuatoriana -de-la- construccion/); Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Norma Española Experimental. (1996). *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero*. Disponible en: [https:// es.scribd.com/ document/352292940/ Eurocodigo-3-pdf](https://es.scribd.com/document/352292940/Eurocodigo-3-pdf); Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Novacero. (2018). *Panel duratecho plus (1027)*. Disponible en: <https://www.novacero.com/wp-content/uploads/2021/06/Duratecho-Plus.pdf>; Accedido el: 7 de julio del 2025.
- Pasticier, L., Amadio, C., y Fragiaco, M. (2008). Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the sap2000 v. 10 code. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(3), 467–485.
- Porrás Rodríguez, I. A. (2021). Comparación del modelamiento, análisis y diseño estructural de una nave industrial utilizando los programas etabs y staad pro.

- Programa de riesgos sísmicos. Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS). (2009). *Antecedentes científicos de shakemap. mapas rápidos de intensidad instrumental*. Disponible en: <https://web.archive.org/web/>; Accedido el: 15 de diciembre del 2024.
- Promart. (2025). *Luminaria led slim 1x9w + tubo t8 | splendor*. Disponible en: <https://www.promart.ec/>; Accedido el: 7 de julio del 2025.
- Quinde, P., y Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Ingeniería sísmica*(94), 1–26.
- Quishpe, C. (2017). *Introducción a las estructuras metálicas*. studocu.
- Ramírez Echevarría, B. (2020). *Guía para el diseño de una nave industrial con tecnología bim utilizando el software autodesk advance steel* (Tesis Doctoral no publicada). Universidad de Matanzas Sede “Camilo Cienfuegos” Facultad de Ciencias Técnicas.
- Reboredo, A. (2021). *El diseño estructural*. CP67.
- Rodríguez, M. P. (2009). Diseño y cálculo de la estructura metálica y de la cimentación de una nave industrial. *Madrid: Departamento de mecánica de medios continuos y teoría de estructuras*.
- Steph, F. (2024). *Cálculo estructural: Métodos y herramientas avanzadas*. Disponible en: <https://licitapp.com/blog/calculo-estructural-metodos-y-herramientas-avanzadas/>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Sumba, W. (2021). *Diseño de nave industrial para la empresa carrocerías wilson en el cantón machala - provincia de el oro*. Disponible en: <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/21527/1/UPS-CT009472.pdf>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Torres, M. (2009). *Sistemas de disipación pasiva de energía sísmica*. Disponible en: <https://www.imcyc.com/revistacyt/en11/>; Accedido el: 15 de diciembre del 2024.
- Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED). (2008). *Método de las fuerzas*. Disponible en: <https://www.studocu.com/es/document/uned/teoria-de-estructuras/metodo-de-las-fuerzas/133660>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Universitat Politècnica de Catalunya. (2024). *Propiedades físicas y mecánicas de los materiales - parte ii*. Disponible en: [https://portal.camins.upc.edu/materials\\_guia/](https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/); Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Valiente Ochoa, E., y Pardo Soucase, C. (2012). Manual del ingeniero de edificación. guía para el cálculo de estructuras con cypecad. *Colección Manual de referencia*.
- Vega More, E. D. (2011). *Diseño estructural de un horno regenerador de carbón, utilizando el método lrfd y detallamiento con el software tekla structures*. Universidad Nacional del Santa.

- Venalsol. (2025). *Luminaria lineal led industria alimentaria*. Disponible en: <https://venalsol.com/es/>; Accedido el: 7 de julio del 2025.
- Vera, J. (2024). *Diseño de un edificio con estructura metálica sismorresistente de 3 pisos para uso de un centro comercial en la urbanización vista san eduardo, cantón guayaquil*. Disponible en: <https://dspace.ups.edu.ec/>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- VH. (2021). *Nombres de estructuras metálicas: ¿qué tipos existen?* Disponible en: <https://vh.cl/blog/nombres-de-estructuras-metalias/>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.
- Vizuite, M. (2013). *Calculo y diseño de una nave industrial con cubierta fotovoltaica y entreplanta*. Disponible en: <https://e-archivo.uc3m.es/>; Accedido el: 9 de noviembre del 2024.

# ANEXOS

## Anexo A: Matriz de Consistencia Lógica

**Tabla 11.1**

*Matriz de consistencia.*

MATRIZ DE CONSISTENCIA				
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES	MARCO TEÓRICO
¿Es viable diseñar la estructura metálica sismorresistente para naves industriales con puente grúa de capacidad de 5 toneladas en las ciudades de Cuenca y Macas para la empresa SangaySchool?	Diseñar la estructura metálica sismorresistente para naves industriales con puente grúa de capacidad de 5 toneladas en las ciudades de Cuenca y Macas para la empresa "SangaySchool".	El diseño de la estructura metálica sismorresistente para naves industriales se realizará con puente grúa de capacidad de 5 toneladas en las ciudades de Cuenca y Macas para la empresa SangaySchool.	-VI: Sismorresistencia. -VD: Naves Industriales.	Diseño Estructural y Sísmico
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	VARIABLES	MARCO TEÓRICO
¿Es factible definir las condiciones iniciales para el diseño estructural de una nave industrial que incorpore un puente grúa con una capacidad de carga de 5 toneladas?	Definir las condiciones iniciales para el diseño estructural de una nave industrial que incorpore un puente grúa con una capacidad de carga de 5 toneladas.	Las condiciones iniciales para el diseño estructural de una nave industrial se definirán para que incorpore un puente grúa con una capacidad de carga de 5 toneladas.	-VI: Condiciones Iniciales. -VD: Puente Grúa.	Estructuras Metálicas
¿Es posible diseñar la estructura metálica sismorresistente con software especializado cumpliendo las normativas vigentes en función de las condiciones iniciales considerando la optimización del material?	Diseñar la estructura metálica sismorresistente con software especializado cumpliendo las normativas vigentes en función de las condiciones iniciales considerando la optimización del material.	La estructura metálica sismorresistente con software especializado cumpliendo las normativas vigentes se diseñará en función de las condiciones iniciales considerando la optimización del material.	-VI: Optimización. -VD: Normativas.	Normativas
¿Se podrá analizar los costos unitarios para la construcción y montaje de las estructuras sismorresistentes optimizadas?	Analizar los costos unitarios para la construcción y montaje de las estructuras sismorresistentes optimizadas.	Los costos unitarios se analizarán para la construcción y montaje de las estructuras sismorresistentes optimizadas.	-VI: Construcción. -VD: Costos.	Análisis de Costos Unitarios

**Nota:** La matriz de consistencia presentada facilita identificar la relación que existe entre las variables y los objetivos además de como se relaciona con el marco teórico referencial.

## Anexo B: Operacionalización de Variables

La tabla 11.2 presenta la operacionalización de la variable dependiente: Deformación Estructural por Sismos.

**Tabla 11.2**

*Variable dependiente.*

VARIABLE DEPENDIENTE: DEFORMACIÓN ESTRUCTURAL POR SISMOS				
Dimensiones	Definiciones	Indicador	Magnitud	Instrumento de medición o Fuente
<b>Deformación Estructural por Sismos</b>	<b>Definición conceptual:</b> Permite determinar la duración de efectuar una tarea definida a ritmos de trabajo constantes, establecidas por condiciones determinadas (Garaycochea, 2016).	Desplazamiento	Milímetros	Software Especializado
	<b>Definición operacional:</b> Es el desplazamiento que existe en la estructura, ya sea en las vigas o columnas debido a distintos tipos de esfuerzos ocasionados por las combinaciones de carga.			

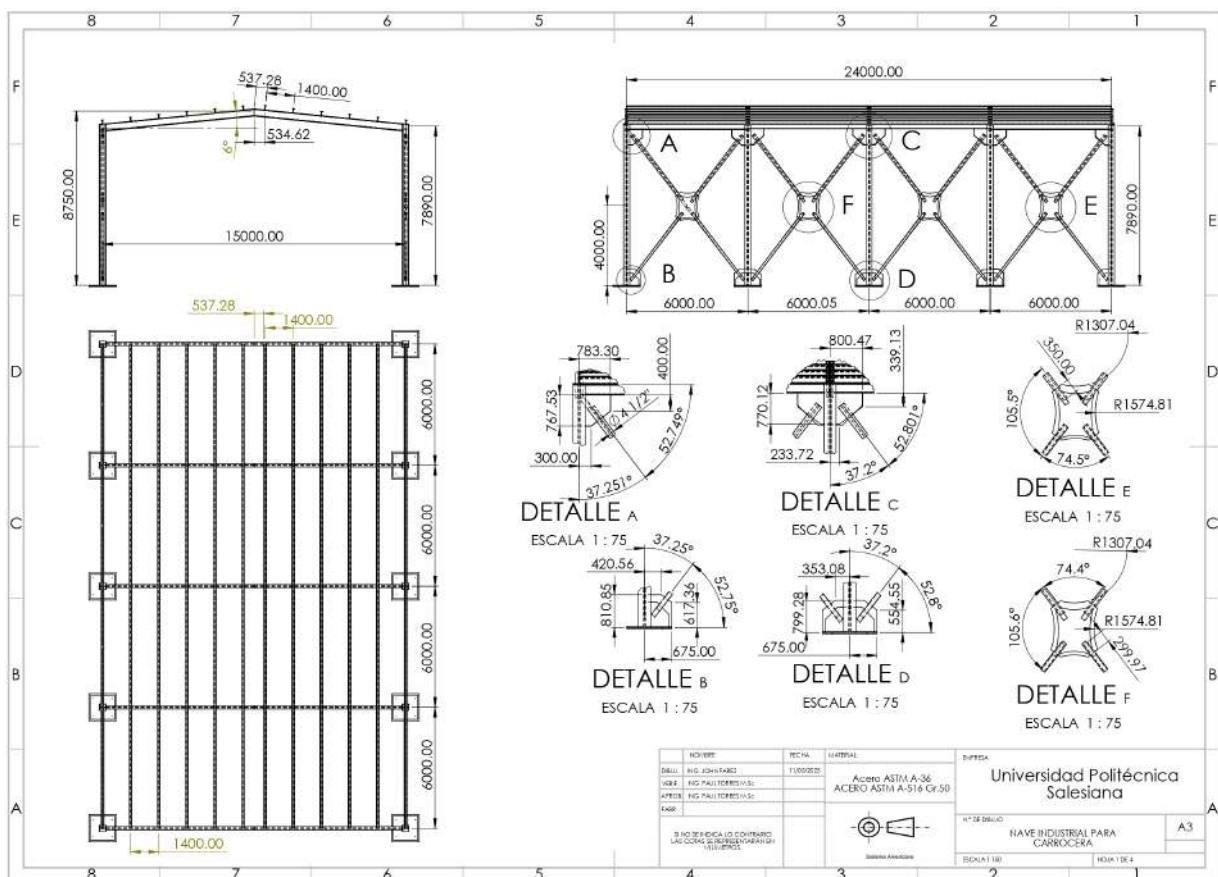
**Nota:** La tabla presenta las definiciones de las dimensiones de la variable dependiente utilizada en la investigación, aplicadas al proceso de diseño estructural de naves industriales en diferentes zonas sísmicas, cada variable puede tener diferentes dimensiones y todas ellas deben ser medibles.

## Anexo C: Planos Referenciales de las Estructuras

### Plano Referencial del Modelado Estructural de la Nave Industrial:

Figura 11.1

*Plano Nave Industrial SolidWorks.*

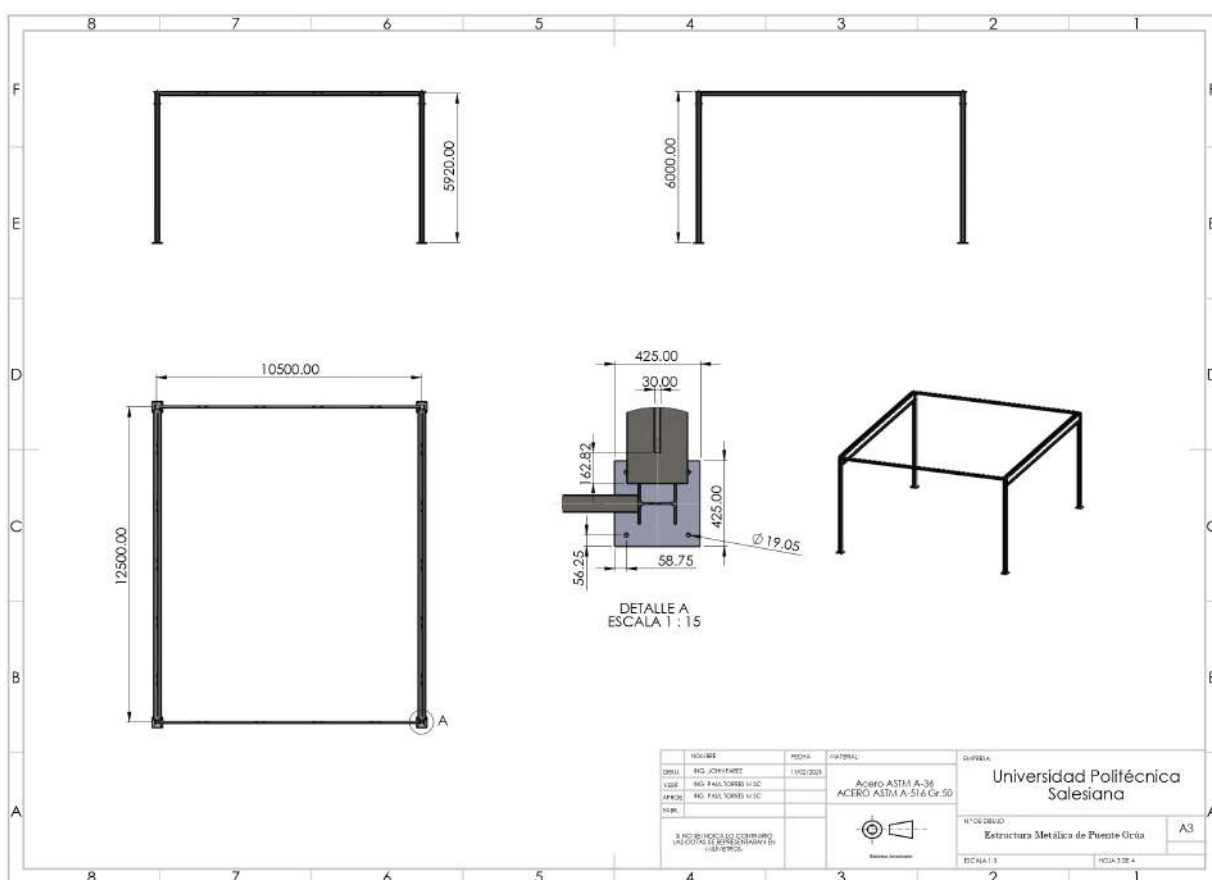


**Nota:** Se observa un plano referencial detallado de la Nave Industrial modelado en Solidworks.

## Plano Referencial del Modelado Estructural del Puente Grúa:

**Figura 11.2**

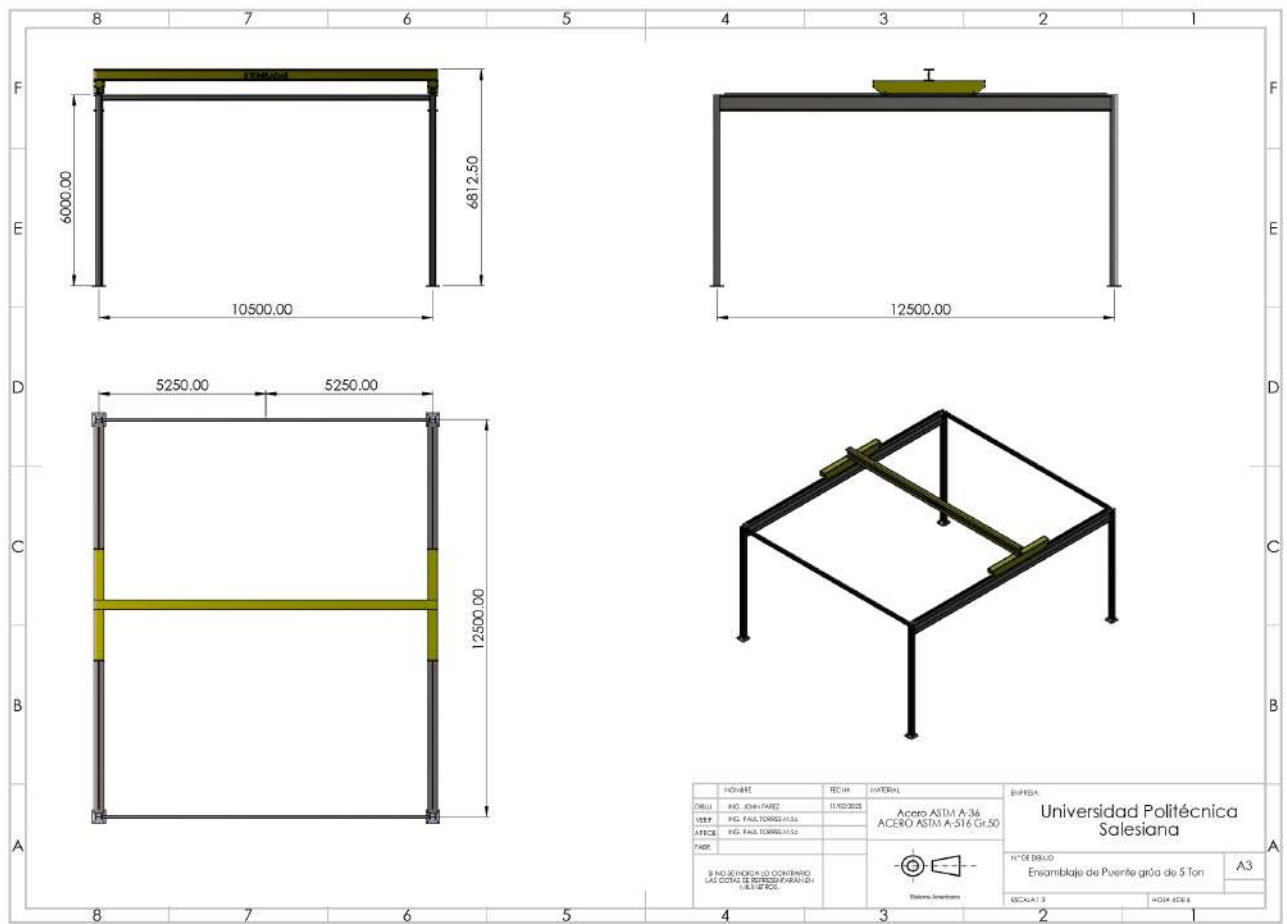
*Plano Estructura de Puente Grúa.*



**Nota:** Se observa un plano referencial detallado de la estructura para el Puente Grúa de 5 Toneladas modelado en Solidworks.

**Figura 11.3**

*Plano Ensamblaje de Estructura y Puente Grúa.*

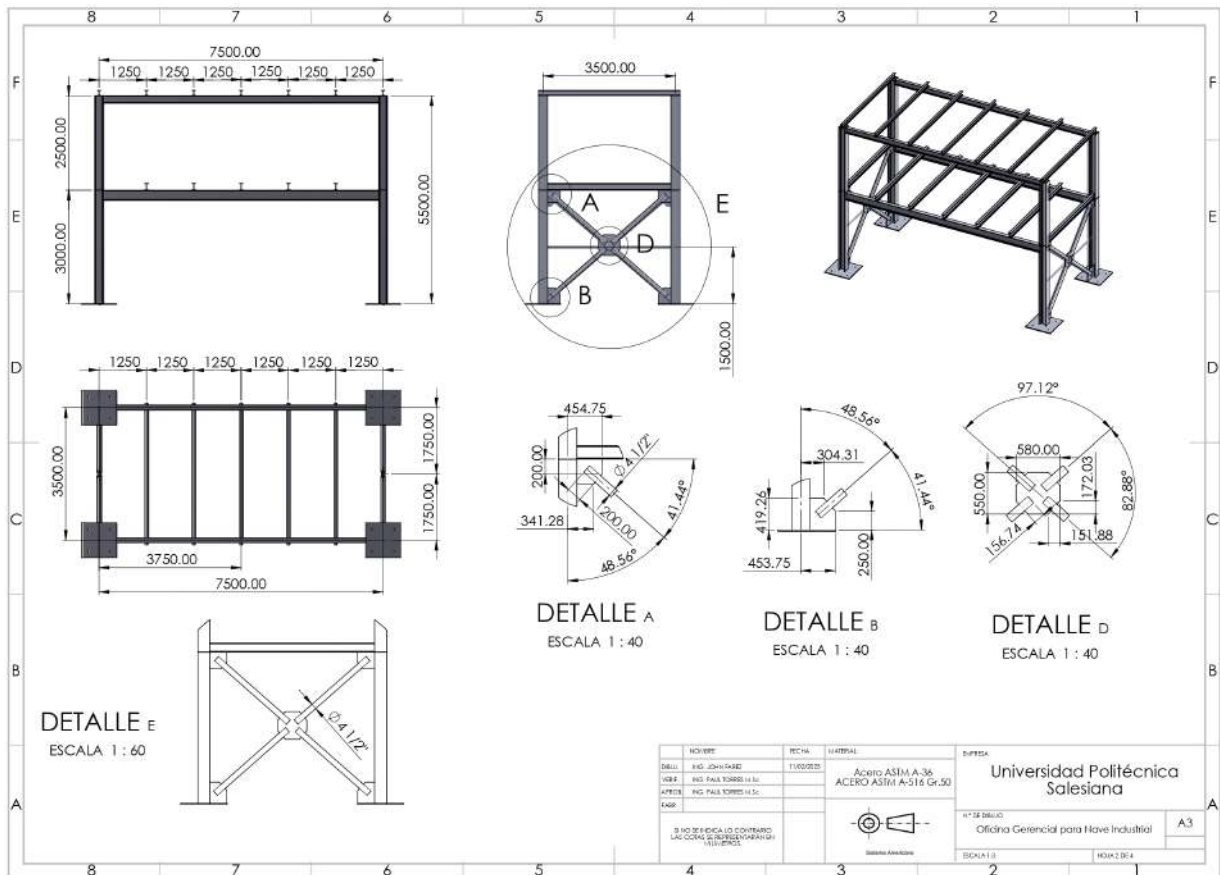


**Nota:** Se observa un plano referencial detallado del ensamblaje de todo el Puente Grúa de 5 Toneladas modelado en Solidworks.

# Plano Referencial del Modelado Estructural de la Oficina Metálica:

**Figura 11.4**

*Plano Oficina Gerencial SolidWorks.*

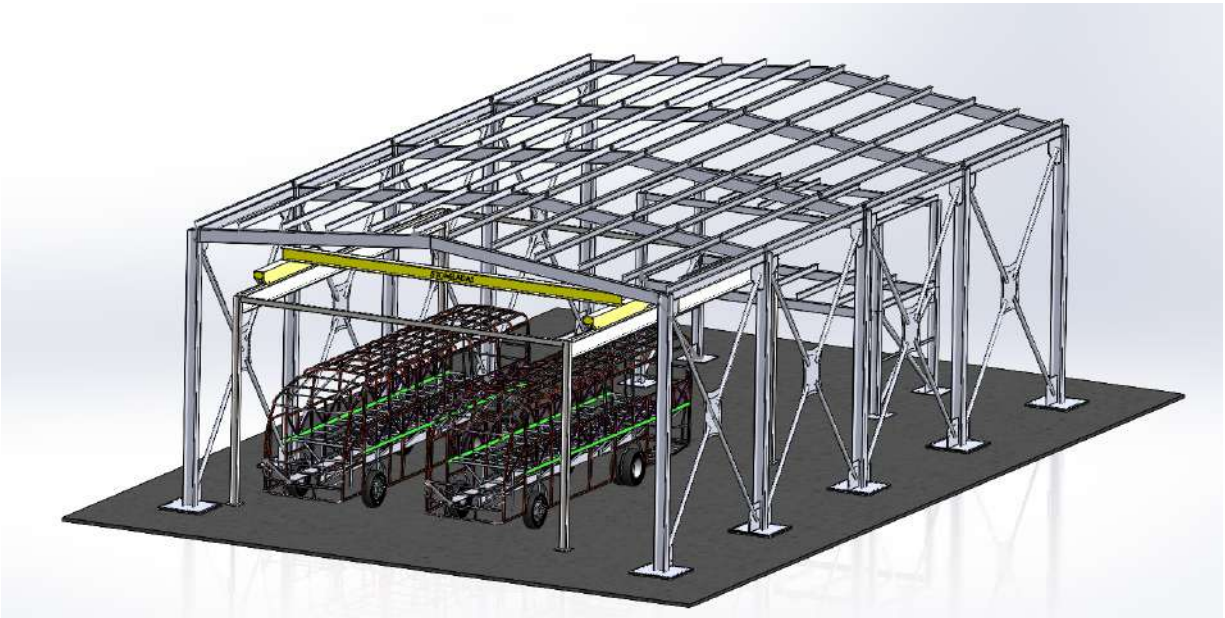


**Nota:** Se observa un plano referencial detallado de la Oficina para la Gerencia modelado en Solidworks.

## Modelado Final - Nave Industrial con Puente Grúa:

### Figura 11.5

*Modelado Final - Nave Industrial con Puente Grúa.*



**Nota:** Se observa una vista del Modelado Completo de la Nave Industrial con el Puente Grúa y la Oficina Gerencial.