UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**Guía de análisis y diseño estructural de una nave industrial con puente grúa,
empleando la normativa peruana y americana, en la ciudad de Lima**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Solórzano Mogollón, Victor Alexis (0000-0002-4430-0924)

Vargas León, Karen Jandira (0000-0002-6094-5220)

ASESOR

Orihuela Dávila, Junior Didi (0000-0002-0209-2055)

Lima, 25 de mayo del 2020

DEDICATORIA

A Dios y nuestros padres.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a las personas que nos apoyaron durante el proceso de elaboración de este documento, especialmente a nuestros padres, docentes y compañeros.

RESUMEN

El crecimiento industrial en el país va en aumento, lo que genera un incremento de la necesidad de nuevas estructuras industriales. La siguiente tesis tiene como objetivo principal representar una guía, mediante un ejemplo aplicativo, de análisis y diseño estructural de una nave industrial con puente grúa, debido a que el Perú no cuenta con lineamientos exclusivos para este tipo de estructuras.

Se presenta una recopilación teórica que cubre los lineamientos para el análisis y diseño estructural de naves industriales, teniendo en cuenta los efectos que genera un puente grúa en la estructura, para después establecer una metodología clara y concisa.

Se plantea un proyecto teórico de una nave industrial que cubre un área de 600 m^2 , cuyo uso será de almacén y cuenta con un puente grúa de 10 toneladas de capacidad, con el objetivo de desarrollar la metodología establecida.

La metodología, que comprende el análisis y diseño estructural de naves industriales con puente grúa, cumple con los requerimientos de las normativas: Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), American Institute of Steel Construction (AISC) y el American Concrete Institute (ACI).

Finalmente, se elaboraron planos estructurales del proyecto teórico.

Palabras clave: Nave industrial, Puente-grúa, análisis, diseño estructural

Guide of analysis and structural design of an industrial building with travelling crane, using the peruvian and american norms, in the city of lima

ABSTRACT

Industrial growth in the country is increasing, which generates an increase in the need for new industrial structures. The following thesis has as main objective to represent a guide, through an application example, of analysis and structural design of an industrial building with travelling crane, because Peru doesn't have exclusive guidelines for this type of structures.

A theoretical compilation is presented covering the guidelines for the analysis and structural design of industrial buildings, considering the effects generated by a traveling crane on the structure, and then establishing a clear and concise methodology.

It proposes a theoretical project of an industrial building covering an area of 600 m², whose use will be Warehouse and has a crane bridge of 10 tons of capacity, with the aim of developing the established methodology.

The methodology, which includes the analysis and structural design of industrial buildings with Crane bridges, meets the requirements of the regulations: National Building Regulations (RNE), American Institute of Steel Construction (AISC) and the American Concrete Institute (ACI).

Finally, structural plans of the theoretical project were developed.

Keywords: Industrial building, Travelling-crane, analysis, structural design

TABLA DE CONTENIDOS

1. CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO.....	16
1.1. FUNDAMENTACIÓN	16
1.1.1. Antecedentes	16
1.1.2. Realidad problemática.....	18
1.1.3. Formulación del problema	18
1.1.4. Hipótesis	18
1.2. OBJETIVOS	19
1.2.1. Objetivo general.....	19
1.2.2. Objetivos específicos	19
2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	19
2.1. GENERALIDADES DEL ACERO	19
2.1.1. Ventajas del acero como material estructural	19
2.1.2. Desventajas del acero como material estructural.....	20
2.1.3. Perfiles de acero	20
2.2. GENERALIDADES DE LAS NAVES INDUSTRIALES Y PUENTE GRÚA	21
2.3. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	23
2.3.1. Sistema de Pórticos Estructurales	25
2.3.2. Cargas para el Diseño	26
2.3.3. Métodos de diseño propuestos por el AISC.....	33
2.3.3.1. Combinaciones de carga según el método LRFD.....	34
2.4. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE ACERO	35
2.4.1. Propiedades de los Miembros	35
2.4.2. Diseño de miembros en Tracción.....	39
2.4.3. Diseño de Miembros en Compresión.....	42
2.4.4. Diseño de miembros en Flexión	49
2.4.5. Diseño en miembros en corte.....	63
2.4.6. Diseño de Conexiones.....	65
2.4.6.3. Consideraciones para elementos involucrados de miembros y elementos conectados.....	77
2.4.7. Diseño de Plancha Base	79
2.4.8. Diseño de pernos de anclaje.....	86
2.5. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO	93

2.5.1. Diseño de Pedestales	93
2.5.2. Diseño de Zapata.....	96
3. CAPITULO 3: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO.....	99
3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	99
3.1.1. Ubicación.....	99
3.1.2. Uso	99
3.1.3. Puente grúa.....	99
3.2. ESTRUCTURACIÓN	99
3.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	100
3.4. METRADO DE CARGAS	100
3.5. ANÁLISIS SÍSMICO.....	100
3.6. DISEÑO DE ELEMENTOS.....	100
3.7. DISEÑO DE PLANCHA BASE.....	100
3.8. DISEÑO DE CONEXIONES	101
3.9. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE	101
3.10. DISEÑO DE PEDESTAL	103
3.11. DISEÑO DE ZAPATA	103
3.12. DISEÑO FINAL.....	104
4. CAPÍTULO 4: ESTRUCTURACIÓN	106
4.1. DESCRIPCIÓN Y ESQUEMA DE ESTRUCTURACIÓN	107
4.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	110
4.2.1. Predimensionamiento de Viga	110
4.2.2. Predimensionamiento de Viga Carrilera	111
4.2.3. Predimensionamiento de columnas.....	112
4.2.4. Predimensionamiento de arriostres	112
5. CAPÍTULO 5: METRADO DE CARGAS.....	113
5.1. CARGA MUERTA.....	113
5.1.1. Carga muerta en las correas de techo o viguetas	113
5.1.2. Carga muerta en las columnas	114
5.2. CARGA VIVA DE TECHO.....	114
5.3. CARGA DE VIENTO.....	115

5.3.1. Cargas de viento en el eje X	116
5.3.2. Cargas de viento en el eje -X	117
5.3.3. Cargas de viento en el eje Y	117
5.3.4. Cargas de viento en el eje -Y	119
5.4. CARGA DE IZAJE	121
5.4.1. Clasificación del Puente Grúa.....	121
5.4.2. Datos del Puente Grúa	122
5.4.3. Cargas de izaje transmitidas de la viga carrilera a la nave.....	126
5.4.4. Combinaciones de Carga	130
5.4.5. Cargas sísmicas	131
6. CAPITULO 6: ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	133
6.1. ANÁLISIS ESTÁTICO.....	135
6.1.1. Análisis de Viento.....	135
6.2. ANÁLISIS DINÁMICO.....	136
6.2.2. Fuerza Cortante	138
6.2.3. Factor de Amplificación	138
6.2.4. Modos de Vibración.....	139
6.2.5. Control de Derivas	139
7. CAPITULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	141
7.1. DISEÑO DE VIGA TRABE	141
7.1.1. Diseño por flexión.....	143
7.1.2. Diseño por corte	145
7.2. DISEÑO DE COLUMNA	146
7.2.1. Diseño a compresión.....	148
7.2.2. Diseño por Corte	151
7.2.3. Diseño por Flexión.....	152
7.2.4. Verificación para solitaciones combinadas de carga axial y flexión	154
7.2.5. Verificación de desplazamiento generado por el Puente Grúa	155
7.3. DISEÑO DE VIGA CARRILERA.....	157
7.3.1. Diseño por flexión.....	160
7.3.2. Diseño por Corte	162
7.3.3. Diseño por fatiga.....	163

7.3.4. Verificación de Deflexiones y Derivas generadas por el Puente Grúa	164
7.4. DISEÑO DE ARRIOSTRES	167
7.4.1. Diseño en Tracción	169
7.4.2. Diseño en Compresión	170
7.5. DISEÑO DE TIJERAL	172
7.5.1. Diseño de brida superior e inferior	175
7.5.2. Diseño de diagonal - Montante	177
7.5.3. Diseño de Celosía - Diagonal.....	179
7.6. DISEÑO DE CORREA DE TECHO	181
7.6.1. Diseño por flexión.....	183
7.6.2. Diseño por Corte	185
7.7. DISEÑO DE CONEXIONES.....	186
7.7.1. Diseño de conexión a momento viga trabe-columna	186
7.7.2. Diseño de conexión a corte con soldadura: Arriostre	206
7.7.3. Diseño por corte de consola o braqueta Tee para el apoyo de la Viga Carrilera en la Columna	212
7.8. DISEÑO DE PLANCHA BASE	217
7.8.1. Resistencia al aplastamiento del concreto.....	220
7.8.2. Espesor Requerido para la Placa Base	223
7.9. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE	226
7.5.1. Requisitos de diseño para cargas a tracción.....	228
7.9.1. Requisitos de diseño para cargas a corte.....	232
7.10. DISEÑO DE PEDESTAL.....	235
7.10.1. Diseño a flexocompresion.....	237
7.10.2. Diseño por corte	239
7.11. DISEÑO DE ZAPATA	239
7.11.1. Predimensionamiento de la zapata.....	240
7.11.2. Verificación de presiones.....	241
7.11.3. Verificación de volteo.....	243
7.11.4. Diseño por flexión.....	244
7.11.5. Verificación por cortante por punzonamiento.	245
8. CONCLUSIONES	246

9. RECOMENDACIONES	250
10. BIBLIOGRAFÍA	251
11. ANEXOS	253

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores del factor C.....	29
Tabla 2: Factores C para elementos adicionales, según su abertura.....	29
Tabla 3: Factores de amplificación de suelo “S”.....	32
Tabla 4: Periodos “ T_P ” y “ T_L ”.....	32
Tabla 5: Categoría de las Edificaciones y Factor “U”.....	33
Tabla 6: Razones Ancho- Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sujetos a Compresión Axial.....	36
Tabla 7: Razones Ancho- Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión....	37
Tabla 8: Factores de Corte Diferido para Conexiones de Miembros de Tracción	41
Tabla 9: Dimensiones de Agujero Nominal, in	66
Tabla 10: Distancia mínima al borde desde el centro del agujero, in.....	66
Tabla 11:Tamaño mínimo de Soldadura de filete	67
Tabla 12: Resistencia disponible de Juntas Soldadas, T (kN).....	69
Tabla 13: Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas	71
Tabla 14: Área útil de perno y área de cabeza de perno.....	87
Tabla 15: Peralte de vigas.....	111
Tabla 16: Cargas vivas repartidas sobre viguetas.....	115
Tabla 17: Fuerzas de Presión producidas en las caras de la nave por el viento en el eje X	116
Tabla 18:Fuerzas de Presión producidas en las caras de la nave por el viento en el eje -X	117
Tabla 19:Fuerzas de Presión producidas en las caras de la nave por el viento en el eje Y	118
Tabla 20:Fuerzas de Presión producidas en las caras de la nave por el viento en el eje -Y	119
Tabla 21:Clasificación CMAA de grúas.	122
Tabla 22:Características de puente grúa.....	123
Tabla 23: Dimensiones del puente grúa y reacciones de rueda.....	124
Tabla 24:fuerzas axiales y momentos transmitidos de la viga carrilera a la columna, caso 1	129
Tabla 25: fuerzas axiales y momentos transmitidos de la viga carrilera a la columna, caso 1	130
Tabla 26: Reacciones de la columna por puente grúa, caso 1	132

Tabla 27: Momentos y Reacciones en el Caso 2	133
Tabla 28: Derivas producidos por el efecto del viento en el eje "X"	136
Tabla 29: Factores para el análisis sísmico	136
Tabla 30: Espectro de Respuesta	137
Tabla 31: Fuerzas cortantes en el eje "X" y "Y"	138
Tabla 32: Factor de amplificación para el eje X y Y	138
Tabla 33: Modos de vibración de la estructura	139
Tabla 34: Derivas producidos por sismo en X	140
Tabla 35: Derivas producidos por sismo en Y	140
Tabla 36: Características generales de la viga trabe	142
Tabla 37: Datos geométricos de la Viga Trabe	142
Tabla 38: Cargas últimas de cortante y momento en la viga trabe	142
Tabla 39: Características generales de la columna	147
Tabla 40: Datos geométricos de la columna	147
Tabla 41: Cargas últimas de cortante y momento en la columna	148
Tabla 42: Características generales de la viga carrilera	157
Tabla 43: Datos geométricos de la viga carrilera W16x57	157
Tabla 44: Esfuerzos en la viga carrilera según su ubicación	158
Tabla 45: Cargas últimas de cortante y momento en la viga carrilera	159
Tabla 46: Deflexiones máximas de viga carrilera en la estructura por impacto de la grúa	164
Tabla 47: Características generales de los arriostres	168
Tabla 48: Datos geométricos de los arriostres	168
Tabla 49: Cargas de fuerza axial últimas que actúan sobre los arriostres	168
Tabla 50: Características generales de la brida inferior	172
Tabla 51: Datos geométricos de la brida inferior	172
Tabla 52: Cargas últimas de fuerzas axiales en la brida inferior	176
Tabla 53: Cargas últimas de fuerzas axiales de tracción en la montante	178
Tabla 54: Cargas últimas de fuerzas axiales de tracción en la montante	179
Tabla 55: Características generales de la correa de techo	181
Tabla 56: Datos geométricos de las correas de techo	182
Tabla 57: Cargas últimas de cortante y momento en las correas de techo	182
Tabla 58: Características de la viga	187
Tabla 59: Características de la columna	187

Tabla 60: Conexiones de doble ángulo totalmente empernadas.....	189
Tabla 61:Características del ángulo conector.....	193
Tabla 62: Conexiones de doble ángulo empernado/soldado	198
Tabla 63: Características de la cartela	209
Tabla 64: Características de la columna.....	218
Tabla 65:Características de la plancha base	218
Tabla 66:Características del pedestal	219
Tabla 67:Resistencia admisible de pernos.....	226
Tabla 68:Características de los pernos	226
Tabla 69:Características geométricas del pedestal	227
Tabla 70:Cargas últimas según combinación en los pernos.....	227
Tabla 71:Características generales del pedestal	236
Tabla 72:: Cargas últimas axial y momento en los pedestales	236
Tabla 73: Momentos y fuerzas producidas en la base de la estructura por diferentes cargas	240
Tabla 74: Verificaciones de esfuerzos de presiones de las diferentes combinaciones.....	242
Tabla 75: Verificación de volteo respecto a las diferentes combinaciones de carga.	243

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1:Índice de crecimiento y decrecimiento de la industria peruana	16
Figura 2: PBI industrial que aporta la región Lima.	17
Figura 3: Mapa de ubicación de parques industriales en Lima.	17
Figura 4: Tipos de perfiles de acero.	20
Figura 5: Partes de un pórtico con celosía	21
Figura 6: Elementos de un puente grúa	22
Figura 7: Ficha técnica del puente grúa.	23
Figura 8: Mapa eólico del Perú.....	30
Figura 9: Mapa sísmico del Perú.	31
Figura 10: Soldadura filete	67
Figura 11:Conexiones de Doble Angulo	72
Figura 12:Conexiones de Doble Ángulo	73
Figura 13:Conexión a momento:	75
Figura 14:Conexiones de Momento parcialmente restringidas con placas	76
Figura 15:Conexiones típicas de momento parcialmente restringidas con placas	76
Figura 16:Bloque de Cortante.....	78
Figura 17: Plancha base con momentos pequeños	80
Figura 18:Lineas de doblado asumidas	82
Figura 19: Plancha base con momentos grandes	84
Figura 20:Tipos de conexiones.....	101
Figura 21:Estructuración de la nave industrial	108
Figura 22: Elevación lateral de la nave	108
Figura 23: Elevación frontal de la nave.....	109
Figura 24: Vista en Planta del Techo de la Nave	109
Figura 25: Isometría de la estructura y efecto del viento en el eje X	116
Figura 26: Isometría de la estructura y efecto del viento en el eje -X.....	117
Figura 27: Isometría de la estructura y efecto del viento en el eje Y	118
Figura 28: Isometría de la estructura y efecto del viento en el eje -Y.....	119
Figura 29: Efectos de las fuerzas de viento en la estructura.....	120
Figura 30:Efectos de las fuerzas de viento en la estructura.....	120
Figura 31:Efectos de las fuerzas de viento en la estructura.....	121
Figura 32: Dimensiones del puente grúa.	123

Figura 33: Modelo matemático del puente grúa.....	124
Figura 34: Transmisión de cargas de la grúa por rueda a la viga carrilera.....	125
Figura 35: Idealización viga carrilera para transmisión de cargas	127
Figura 36: Excentricidad entre los ejes de la Viga carrilera y columna	127
Figura 37: Transmisión de Cargas a las columnas debido al puente grúa.....	127
Figura 38: Estado de carga puente grúa	128
Figura 39: Posición del puente grúa para el caso 1	129
Figura 40: Posición del puente grúa para el caso 2	129
Figura 41: Reacciones generadas por puente grúa, caso 1	132
Figura 42: Reacciones generadas por puente grúa, caso 2	133
Figura 43: Desplazamientos producidos por la fuerza de viento en X.....	136
Figura 44: Espectro de diseño para X-Y	138
Figura 45: Desplazamientos producidos por sismo dinámico en X	139
Figura 46: Desplazamientos producidos por sismo dinámico en Y	140
Figura 47: Elección de viga trabe a diseñar.....	141
Figura 48: fuerzas internas de la viga trabe obtenidos del SAP200, cortante y momento	143
Figura 49: Elección de columna a diseñar.....	147
Figura 50: Fuerzas internas de la columna obtenida del SAP200: axial cortante y momento.	148
Figura 51: Fuerza transmitida de la grúa por impacto lateral.....	156
Figura 52: Desplazamiento producida por el impacto lateral.....	156
Figura 53: Elección de la viga carrilera a diseñar	157
Figura 54: Esquema del movimiento del puente grúa sobre la viga carrilera	158
Figura 55: Fuerzas internas de la viga carrilera obtenidas del SAP200: Cortante y Momento.	160
Figura 56: Viga simplemente apoyada para calcular desplazamiento máximo	166
Figura 57: Elección del arriostre a diseñar	167
Figura 58: Fuerzas internas del arriostres obtenidas del SAP2000: Axial	169
Figura 59: Elección de la brida inferior a diseñar	175
Figura 60: Fuerzas internas de la Brida inferior obtenidas del SAP2000: Axial	176
Figura 61: Elección de la montante a diseñar.....	177
Figura 62: Fuerzas internas de la montante obtenidas del SAP2000: Axial	178
Figura 63: Elección de la diagonal a diseñar.....	179

Figura 64:Fuerzaas internas de la diagonal obtenidas del SAP200: Axial.....	180
Figura 65:Elección de la correa de techo a diseñar	181
Figura 66: Fuerzas internas de la correa de techo obtenidas del SAP200: Cortante y Momento.....	183
Figura 67: Nave industrial	186
Figura 68:Conexión a cortante simple.....	188
Figura 69:Dimensiones del Angulo conector	192
Figura 70: Características de un ángulo conector.....	193
Figura 71:Características de un ángulo conector.....	195
Figura 72:Conexiones típicas de momento parcialmente restringidas con placas	200
Figura 73: Recomendaciones del AISC para soldadura	200
Figura 74:Consola o braqueta con fuerza Pu.....	212
Figura 75: Ubicación del eje neutro para carga excéntrica fuera del plano	214
Figura 76:Momentos y Axiales en la base de la columna	217
Figura 77: Plancha Base	219
Figura 78: Plancha base con Momentos Grandes.....	222
Figura 79: Plancha base con Momentos Grandes.....	224
Figura 80:Elección del pedestal a diseñar	235
Figura 81:Momentos y fuerzas de compresión ultimas dentro del diagrama de interacción, en el eje X.....	238
Figura 82:Momentos y fuerzas de compresión ultimas dentro del diagrama de interacción, en el eje Y.....	238

1. CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. Fundamentación

1.1.1. Antecedentes

En el Perú el sector industrial ha experimentado un crecimiento significativo gracias a las políticas estatales que impulsan su desarrollo. Según la Sociedad Nacional de Industrias (SNI) la industria ha crecido un 5.7% en lo que va del año 2018 (Figura 1).

Figura 1: Índice de crecimiento y decrecimiento de la industria peruana

La figura presenta el crecimiento de la industria nacional de los años 2015-2018. Adaptado de: Panorama de la industria nacional mensual 2015-2018, Sociedad Nacional de Industrias, 2018.

Lima es la ciudad con mayor concentración de industrias, según el INEI, la capital peruana tuvo el mayor porcentaje de participación (62,1%) en el PBI industrial por región del año 2016 (Figura 2). Los parques industriales generalmente se encuentran en la zona urbana (Figura 3), lo cual hace que su crecimiento o ampliación se vea impedido por las viviendas aledañas. Por este motivo, fue necesaria la implementación de nuevos parques industriales en las afueras de la ciudad, de hecho, algunas zonas como Huachipa, Lurín y Chilca se han posicionado como importantes polos industriales. Por ejemplo, el Sector 62-Chilca Industrial e INDUPARK, en una entrevista para el diario Gestión en junio de este año (2018), mencionaron que experimentaron un incremento de 30% en la venta de sus instalaciones, aumentando sus expectativas para adquirir más terrenos para nuevos proyectos. Dicho crecimiento también involucra al sector de construcción, ya que cada vez se necesitan más estructuras industriales. Por este motivo, es de gran importancia realizar un análisis y diseño adecuado, respetando

las normas y considerando todas las cargas a las que están expuestas dichas estructuras.

Figura 2: PBI industrial que aporta la región Lima.

La figura presenta el porcentaje (62.1%) de PBI industrial que aporta la región de Lima. Adaptado de: Importancia de la Industria manufacturera, Sociedad Nacional de Industrias, 2018.

Figura 3: Mapa de ubicación de parques industriales en Lima.

La figura presenta el mapa de la ubicación de los parques industriales de Lima.
Adaptado de: Parques industriales, Ministerio de la Producción.

1.1.2. Realidad problemática

En el Perú, a pesar de la creciente demanda de parques industriales, no existe una normativa estructural que limite adecuadamente el caso de edificaciones industriales. A pesar de que el Reglamento Nacional de Edificaciones incluye cierta información sobre estructuras industriales, dicha información resulta ser exigua para un adecuado análisis y diseño. Tal es el caso de la norma E.020, debido a que la información que brinda sobre estructuras industriales es reducida, en especial las cargas de viento y las cargas producidas por puentes grúa. De la misma forma, la norma E.090 se encuentra desfasada respecto a la última versión de la norma americana (AISC). Esto implica que no hay una estandarización nacional de criterios de diseño, los cuales ajustamos a normas internacionales. Por este motivo, resulta difícil solucionar de manera práctica y sistematizada los diferentes proyectos que requieren este tipo de estructuras. Es por ello, que se plantea elaborar un documento, a modo de guía, que recopile información sobre la metodología y buenas prácticas acerca del diseño y análisis de una nave industrial con un puente grúa de manera clara, concisa y con normativa actualizada.

1.1.3. Formulación del problema

¿Existe la posibilidad de estandarizar el análisis y diseño de los elementos estructurales de una nave industrial con un puente grúa, que esté sometida a diversas solicitaciones de carga de acuerdo a su ubicación geográfica y bajo los requerimientos de las normas, a partir de una propuesta de guía de diseño?

1.1.4. Hipótesis

Es posible elaborar una propuesta de guía, mediante un ejemplo aplicativo, que permita estandarizar el análisis y diseño de elementos estructurales de una nave industrial con un puente grúa, que esté sometida a diversas solicitaciones de carga de acuerdo a su ubicación geográfica y bajo los requerimientos de las normas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Elaborar un material de apoyo a modo de guía, para contribuir con la estandarización de los criterios de análisis y diseño estructural de una nave industrial con puente grúa.

1.2.2. Objetivos específicos

- Recopilar base teórica y buenas prácticas de ingeniería para el análisis y diseño de naves industriales con puente grúa en acero según la norma americana y peruana por la metodología LFRD (Diseño por Resistencia).
- Realizar el análisis estructural de un ejemplo teórico de una nave industrial con puente grúa mediante los estados de cargas correspondientes y un adecuado modelo estructural utilizando el software SAP 2000.
- Elaborar el diseño estructural de los diferentes elementos estructurales y sus conexiones, los cuales serán plasmados en los planos de ingeniería de detalle que desarrollaremos.

2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades del acero

2.1.1. Ventajas del acero como material estructural

El acero como material estructural presenta grandes ventajas. Según McCormac J. y Csernak S., (2012), el acero presenta alto índice de resistencia por unidad de peso, elasticidad, durabilidad, ductilidad y tenacidad (soporta grandes deformaciones sin sufrir falla) (p.1). de la misma forma, otra ventaja del acero es su facilidad de montaje en obra (soldadura, pernos, planchas, etc.), ya sea por un tema de modificación del plano o por algún otro error, es posible realizar variaciones en obra. Todo ello sin generar pérdidas significativas tanto en tiempo y costo. Por último, si la estructura llega a desmontarse es posible reutilizar el acero ya que es un material reciclable por excelencia.

2.1.2. Desventajas del acero como material estructural

La principal desventaja del acero estructural es la susceptibilidad a la corrosión que presenta al estar expuestos al aire, agua y diferentes tipos de sales. Todo ello, puede provocar en el acero fallas por corrosión-fatiga, la cual se presenta si los miembros se someten a esfuerzos cíclicos y a ambientes corrosivos. Para minimizar este efecto, se pueden usar aceros intemperizados, o también elegir aceros que contengan cobre.

Así mismo, el acero presenta debilidad estructural al estar sometido a una gran cantidad de fuego, a pesar de ser un material incombustible. Dicho material es un excelente conductor de calor; es decir, los elementos de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección específica a otra adyacente e incendiar el material presente. Por este motivo, el acero debe protegerse con materiales aislantes y presentar un sistema de rociadores.

A pesar de que los elementos de acero estructural presentan gran resistencia a la compresión, si el elemento es esbelto, el peligro a presentar el fenómeno de pandeo es mayor.

2.1.3. Perfiles de acero

Según McCormac J. y Csernak S., (2012), “el acero estructural se puede laminar de diferentes formas y tamaños, sin que presente grandes cambios en sus propiedades...” (p.7).

Figura 4: Tipos de perfiles de acero.

La figura presenta los tipos de perfiles de acero que existen. Adaptado de: Diseño de estructuras de acero, J. McCormac y S. Csernak, 2012.

Los diferentes tipos de perfiles estructurales se pueden identificar mediante cierto sistema descrito en el AISC para poder usarse en planos, especificaciones y diseño. Este sistema esta estandarizado de manera que pueda usarse con propósitos de manufactura, órdenes, etc.

2.2. Generalidades de las naves industriales y puente grúa

Las naves industriales son edificaciones destinadas a actividades como producción o almacenamiento agrícola, ganadero, forestal o industrial, cuya característica común es la necesidad de disponer de volúmenes grandes de espacio.

Los elementos que componen una nave industrial son:

- a) Columnas
- b) Vigas (que unen los pórticos)
- c) Celosía, cuyos componentes son:
 - d.1) brida superior
 - d.2) brida inferior
 - d.3) montantes
 - d.4) diagonales
- d) Viguetas o correas de techo
- e) Correas

Figura 5: Partes de un pórtico con celosía

La figura se puede apreciar la nomenclatura de los diferentes elementos que conforman una nave industrial con tijeral o celosía. Adaptado de "Proyecto de Nave de Estructura de Acero", Ferrán, Redón, Sánchez, 2015.

Generalidades de un puente grúa

Los puentes grúa son herramientas que permiten el traslado de materiales y cargas en forma vertical como horizontal, en el interior y exterior de almacenes y naves industriales. Todos los puentes grúa constan de una o dos vigas principales, sobre las que se apoyan las ruedas del carro que contiene el sistema de elevación, y de dos vigas perpendiculares a la viga principal (vigas carrileras) sobre las cuales se desplaza el puente grúa sobre toda la edificación.

Figura 6: Elementos de un puente grúa

Figura. En la imagen se puede apreciar la nomenclatura de los diferentes elementos que conforman un puente grúa. Adaptado de “Diseño estructural en acero”, Zapata Baglietto Luis, 1997.

Ventajas del uso de un puente grúa

La implementación de un puente grúa implica una facilidad de transporte de materiales y cargas, además, al tratarse de un transporte que se realiza por la parte superior de la nave se deja libre toda la superficie de la nave de modo que el trabajo y el tránsito pueden efectuarse sin obstáculos.

Especificaciones técnicas de puente grúa

Existe una gran cantidad de empresas que manufacturan puentes grúa y cada producto cuenta con sus respectivas especificaciones, una de ellas es la empresa

ABUS, una empresa del sector industrial dedicada a la creación y desarrollo de sistemas de elevación, fabricación e instalación de puentes grúa.

Figura 7: Ficha técnica del puente grúa.

Carga, Polipasto ¹⁾	S ²⁾ m	K3 mm	C3 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	H max ²⁾ mm	R mm	LK mm	Carga rueda kN	
10 000 kg Polipasto de cable GM 3100 L6 FEM 2m Polipasto V = 0.66/4 m/min	5	560	560	1210	990	150	10000	1900	1205	45.2	13.5
	10	560	560	1210	990	170	10000	1900	1220	52.8	10.6
	15	760	560	1210	990	170	10000	2200	1395	57.5	11.9
	18	860	610	1210	990	170	10000	2700	1645	60.8	14.0
	20	1060	610	1210	990	170	10000	3200	1895	63.4	16.1
	22	1060	610	1210	990	170	10000	3200	1895	64.8	17.0
	24	1060	610	1210	990	180	10000	3800	2215	69.9	21.6

En la imagen se puede apreciar la ficha técnica que contiene las dimensiones y características del puente grúa. Adaptado de “Puentes grúa ABUS”, ABUS GRÚAS.

2.3. Especificaciones de diseño

Normas Empleadas

Las normas empleadas en la presente tesis son las siguientes:

Reglamento Nacional de Edificaciones

E.020 Cargas

E.030 Diseño Sismorresistente

E.050 Suelos y Cimentaciones

E.060 Concreto Armado

E.090 Estructuras metálicas

Normas Americanas

- Puentes Grúa

MBMA 2012: "Metal Building System Manual" Manual de sistemas de edificios de acero.

CMAA "Crane Manufacturers Association of America", Asociación Americana de manufactura de Puentes Grúa.

- Diseño en Acero

AISC 341: "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (Provisiones sísmicas para edificios de acero).

AISC 358: "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications" (Conexiones precalificadas para pórticos especiales resistentes a momentos y pórticos intermedios resistentes a momento para aplicaciones sísmicas).

AISI 2007: "North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members" (Especificación Norteamericana del diseño de miembros estructurales formados en Frio).

AISC Guide Design N°1: "Base Plate and Anchor Rod Design" (Diseño de Pernos de Placa Base y Pernos de Anclaje).

AISC Guide Design N°3: "Serviceability Design Considerations" (Consideraciones de Diseño por Servicio).

AISC Guide Design N°7: "Industrial Buildings" (Construcciones industriales)

- Concreto armado y Pernos de Anclaje

ACI 318, American Concrete Institute, Asociación americana, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural

Las especificaciones de diseño son códigos de control de construcción de estructuras, que varían de acuerdo a la jurisdicción en que son desarrollados los

proyectos. Dichos reglamentos especifican las cargas de diseño, métodos de diseño, esfuerzos de diseño entre otros factores.

2.3.1. Sistema de Pórticos Estructurales

A continuación, se presentan los distintos sistemas estructurales con los requisitos y limitaciones correspondientes para cada caso según la norma AISC, cabe mencionar que la norma peruana E.030 incluye los mismos sistemas estructurales.

- Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)

Los Pórticos Especiales Resistentes a Momentos desarrollan una deformación inelástica considerable al estar sometidas a fuerzas sísmicas. La mayor deformación plástica surge en las vigas por medio de la formación de las rótulas (Beltrán, s.f.).

- Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)

Los Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos desarrollan en sus miembros estructurales y conexiones una limitada deformación inelástica producida por las fuerzas sísmicas, todo ello se considera en el diseño por sismo (Beltrán, s.f.).

- Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)

Los Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos desarrollan en sus miembros estructurales y conexiones una cantidad mínima de deformación inelástica generada por las cargas de sismo (Beltrán, s.f.).

- Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)

En cuanto a los Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrado se prevé o espera que presente deformaciones elásticas considerables resultantes o generadas por las fuerzas sísmicas (Beltrán, s.f.).

- Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)

Los Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados presentan una cantidad limitada de deformación inelástica en sus miembros y conexiones debido al sometimiento a cargas de sismo (Beltrán, s.f.).

- Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)

En cuanto a los Pórticos Excéntricamente Arriostrados se espera que desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica en la viga de acople, estas deformaciones se generan por efectos de las cargas sísmicas. Los arriostres diagonales, columnas y segmentos ubicados fuera del rango de la zona de viga de acople se diseñan de manera que se encuentren en el rango elástico (Beltrán, s.f.).

2.3.2. Cargas para el Diseño

Según MacCormac J. y Csernak S. (2012), “las cargas se clasifican de acuerdo a su naturaleza y duración de aplicación, como tales, se les denomina cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales” (p.41). A continuación, se expone cada una de ellas.

2.3.2.1. *Cargas muertas*

Se denomina carga muerta a aquellas cargas de posición y magnitud constante; y se definen como el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ella.

2.3.2.2. *Cargas vivas*

Son aquellas cargas que no tienen posición ni magnitud fija o constante, que actúan sobre la estructura cuando se encuentra en servicio. A continuación, se exponen los ítems que servirán de base para la presente tesis.

- *Carga viva de techo:* Según la norma E.020 la carga viva de techo para techos livianos es de 30 kg/m².
- *Cargas de Impacto:* son causadas por fuerzas inusuales de vibración e impacto generadas por cargas móviles. Un claro ejemplo de este tipo de cargas son las grúas que levantan cargas. Dichas cargas se exponen en el siguiente ítem.

2.3.2.3. *Cargas de Izaje*

Generalidades

La carga viva de la grúa debe ser la capacidad nominal de la grúa, es decir, la carga que soporte la grúa debe ser la especificada por la ficha técnica de la grúa.

Las cargas de diseño de las vigas carrileras, incluidas las conexiones y los soportes de apoyo, de puentes grúa o grúas monorraíl deben incluir las cargas máximas de

la rueda de la grúa y las fuerzas de impacto verticales, horizontales y longitudinales, dicha información se encuentra en la Norma Peruana E.020, artículo 9, sección 9.5.

Carga Máxima de la Rueda

La carga máxima de rueda es la suma del peso de la viga principal (puente), de la capacidad nominal de la grúa y el peso del carro ubicado en el espacio donde la carga resultante es la máxima.

Impacto Vertical

Las cargas máximas de rueda deben ser incrementadas para determinar el impacto vertical inducido o fuerza de vibración. A continuación, se presentan los porcentajes:

• Grúas monorraíl (accionadas)	25%
• Grúas puente (motorizadas)	25%
• Grúas puente por suspensión (accionadas)	10%
• Grúas puente o grúas monorraíl con Puente	0%

Impacto Lateral

La fuerza lateral, producida por el movimiento del puente, sobre las vigas carrileras de la grúa se calcularán como el 20% de la suma de la carga de izaje de la grúa y el peso del carro. Se asume que la fuerza lateral actuará horizontalmente en la superficie de tracción de la viga carrilera, en cualquier dirección perpendicular a la viga y se distribuirá teniendo en cuenta la rigidez lateral de la viga carrilera y la estructura de soporte.

Impacto Longitudinal

La fuerza longitudinal en las vigas de la grúa, excepto en el caso de grúas operadas a mano, se calculará como el 10% de la carga máxima de la rueda de la grúa. Se debe suponer que la fuerza longitudinal actuara horizontalmente sobre la superficie de tracción de la viga carrilera en cualquier dirección paralela a la viga.

2.3.2.4. Cargas ambientales

Las cargas ambientales son generadas por la lluvia, la nieve, el viento, los cambios de temperatura. Se detallarán solo las cargas ambientales necesarias para esta tesis,

en caso el lector incluya otras cargas deberá revisar la normativa ASCE 7-14 o la normativa peruana E.020.

Cargas de viento

Para el análisis de cargas de viento, según la norma E.020, artículo 12, se debe considerar:

Velocidad de diseño: se calcula de acuerdo a la zona en la que se ubicará la estructura, pero la norma E.030 indica que dicha velocidad no será menor a 75km/h hasta los 10 m de altura de la estructura.

$$V_h = V\left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

Donde:

V_h : velocidad de diseño a una altura “h” en Km/h

V : velocidad de diseño hasta los 10 m de altura en Km/h

h : altura en la que actúa el viento

Carga exterior de viento: la carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará:

$$P_h = 0.005CV_h^2$$

Donde:

P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kg/m²

C : factor de forma adimensional (tabla N°1)

V_h : velocidad de diseño en la altura h en Km/h

Tabla 1: Valores del factor C

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3	-0.6
	-0.7	
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7	-0.6
	-0.3	
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	-0.7	-0.7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Nota. La tabla presenta los valores del factor C, según la forma de aplicación de la carga del viento y las características de la estructura. Adaptado de la normativa E.020.

La siguiente tabla describe los coeficientes para elementos de cerramiento.

Tabla 2: Factores C para elementos adicionales, según su abertura.

A B E R T U R A S		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0,3	+0,8	-0,6

Nota. La tabla presenta los valores del factor C para elementos adicionales, según la abertura.

Adaptado de la normativa E.020.

A continuación, se presenta un mapa del Perú que muestra las curvas de velocidad, siendo su periodo de retorno 50 años.

Figura 8: Mapa eólico del Perú.

En la imagen se puede apreciar las curvas de velocidades de vientos para un periodo de retorno de 50 años y para las diferentes zonas del Perú. Adaptado de “Diseño estructural en acero”, Zapata Baglietto L., 1997.

2.3.2.5. Cargas de Sismo

Según la norma peruana de diseño sismorresistente, E.030 - capítulo 2, se debe tener en cuenta lo siguiente:

Zonificación

La norma E.030 divide al Perú en 4 zonas como se muestra en la siguiente figura:

Figura 9: Mapa sísmico del Perú.

Figura: En la imagen se muestra las 4 zonas sísmicas y sus respectivos valores, que conforman el mapa peruano. Adaptado de “Norma Técnica E.030”.

Perfiles de suelo, capítulo 2.3 de la norma E.030:

- a. Perfil tipo S_0 : Roca Dura
- b. Perfil tipo S_1 : Roca o Suelos muy Rígidos
- c. Perfil tipo S_2 : Suelos Intermedios
- d. Perfiles tipo S_3 : Suelos Blandos (como arena media fina, grava arenosa o suelos cohesivos blandos).
- e. Perfiles tipo S_4 : Condiciones Excepcionales

Suelos excepcionalmente flexibles y sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio.

Parámetros de Sitio (S , T_P y T_L)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, la norma peruana presenta valores de amplificación del suelo S y los respectivos periodos T_P y T_L :

Tabla 3: Factores de amplificación de suelo “S”

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. La tabla presenta los valores del factor que relaciona la zona sísmica con el tipo de suelo. Adaptado de la normativa E.030.

Tabla 4: Periodos “T_P” y “T_L”

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. La tabla presenta los valores de los periodos T_P y T_L que definen características del factor C. Adaptado de la normativa E.030.

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Según la norma E.030, capítulo 2.5: “este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo” (p.12), por ello, se define de acuerdo a las características de sitio:

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

Donde: T es el periodo.

Categoría de Edificaciones y Factor de Uso (U)

Este factor categoriza a las edificaciones asignándole un valor de acuerdo al uso que se le da a la estructura.

Tabla 5: Categoría de las Edificaciones y Factor “U”

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota. La tabla presenta los factores de uso respecto a la categoría de las edificaciones. Adaptado de la normativa E.030.

2.3.3. Métodos de diseño propuestos por el AISC

En el manual del AISC se presentan los dos métodos aceptados para el diseño de elementos en acero estructural y sus conexiones. Estos son: el Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD, Allowable Strength Design) y el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD, Load and Resistance Factor Design).

Se resalta que el término estado límite se utiliza para referir a una condición en la que la estructura o cualquier elemento perteneciente a ella deje de cumplir la función para la cual fue diseñada. Existen dos formas de calificar estos tipos de estado límite: por resistencia y por servicio.

El estado límite de resistencia se define como la capacidad de soportar la carga, incluso en situaciones de extrema fluencia, a fractura, por pandeo o incluso por fatiga. En cambio, el estado límite por servicio va más por el comportamiento del elemento ya sea la deflexión, el agrietamiento, el deslizamiento o el deterioro al paso de los años.

2.3.3.1. Combinaciones de carga según el método LRFD

Según el libro McCormac (2012), “se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica” (p.53).

El libro McCormac (2012) menciona, “Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales” (p.53).

La ecuación que rige para este método viene a ser el siguiente:

$$\text{Factor de reducción } (\phi) \times \text{Resistencia nominal} \geq \text{fuerza factorizada calculada}$$

$$\phi R_n \geq R_u \quad F(2.3.3.1. -1)$$

Las combinaciones de cargas ultimas según LFRD son las siguientes:

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D \pm 1.0E + L^* + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$ 7. $U = 0.9D \pm 1.0E$
7. $U = 0.9D \pm 1.0E$

Donde:

U = carga factorizada o de diseño

D = carga muerta

L = carga viva según su función

L_r = carga viva de techo

S = carga de nieve

R = carga nominal debido a la precipitación pluvial o hielo

W = carga de viento

E = carga de sismo

2.4. Diseño de Miembros Estructurales de Acero

Según la normativa americana AISC 360-10, antes de proceder con el diseño de los elementos, se debe establecer sus propiedades:

2.4.1. Propiedades de los Miembros

2.4.1.1. Clasificación de las secciones según pandeo local

El AISC clasifica las secciones de acuerdo con el tipo de esfuerzo que experimenta.

- “Para compresión, las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas. Para elementos con una sección no esbelta, la razón ancho - espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder los valores λ_r ” (AISC 360-10,2010, p. 80). Estos valores se encuentran en la tabla (Tabla 6). Caso contrario, la sección se considera esbelta

Tabla 6: Razones Ancho- Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sujetos a Compresión Axial

	Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_c (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
Elementos No-Atesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	2	Alas de perfiles soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Elementos Atesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t _w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	8	Todo elemento atesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$

Nota. La tabla presenta las diferentes relaciones ancho-espesor y las ecuaciones de acuerdo a cada tipo de elemento que conforman las secciones en compresión axial. Adaptado de la normativa AISC 360-10, p. 82.

Donde:

E= Modulo de Elasticidad del acero (200000 MPa- 29000 ksi)

F_y= Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado

- Para flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas.

“Para que una sección califique como compacta, sus alas deben estar continuamente conectadas al alma (o almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder la razón ancho-espesor λ_p ” (AISC 360-10,2010, p. 80), de la siguiente tabla:

Tabla 7: Razones Ancho- Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión

	Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
				λ_p (compacta- no compacta)	λ_r (esbelto- no esbelto)	
Elementos No-Atesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a] [b]
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	14	Almas de tes	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Elementos Atesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ [c] $\left(0.54\frac{M_{pc}}{M_y} - 0.09\right)$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	20	Tubos redondos.	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$

Nota. La tabla presenta las diferentes relaciones ancho-espesor y las ecuaciones de acuerdo a cada tipo de elemento que conforman las secciones en compresión de miembros a flexión. Adaptado de la normativa AISC 360-10, p. 83.

Si la razón ancho-espesor de uno o más de uno de sus elementos comprimidos excede λ_p , pero no supera λ_r de la tabla anterior, la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección califica como esbelta.

a) Elementos No Atiesados

Según el manual AISC 360-10 (2010), son aquellos elementos que cuentan con un borde libre paralelo a la dirección de la fuerza de compresión. El ancho de estos elementos se define como sigue:

- En las alas de secciones I y T, el ancho es la mitad del ancho total del ala, bf.
- “Para alas de ángulos, canales y secciones zeta, el ancho es el ancho nominal completo” (AISC 360-10,2010, p. 80).
- “Para planchas, el ancho es la distancia desde el borde libre hasta la primera línea de conectores o soldadura” (AISC 360-10,2010, p. 80).
- “Para almas de secciones T, d es la profundidad nominal total de la sección” (AISC 360-10,2010, p. 80).

b) Elementos Atiesados

Según el manual AISC 360-10 (2010), son aquellos elementos soportados a lo largo de los dos bordes en dirección a la fuerza de compresión, el ancho se define como sigue:

- “Para almas de secciones laminadas o plegadas, h es la distancia libre entre alas menos el filete o esquina redondeada que se produce en el encuentro ala-alma, h_c es dos veces la distancia desde el centroide a la cara interna del ala comprimida menos el filete o esquina redondeada” (AISC 360-10,2010, p. 80).
- “Para almas de secciones armadas, h es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre alas soldadas, y h_c es dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la línea más cercana de conectores del ala comprimida o a la cara interior del ala comprimida en secciones de alas soldadas” (AISC 360-10,2010, p. 80).
- “Para alas o planchas que actúan como diafragmas en secciones armadas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o líneas de soldadura” (AISC 360-10,2010, p. 81).

- “Para alas de secciones tubulares rectangulares (HSS), el ancho b es la distancia libre entre almas menos las esquinas redondeadas de cada lado (AISC 360-10,2010, p. 81).
- Para almas de secciones HSS rectangulares, h es la luz libre entre las alas las esquinas redondeadas a cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor (AISC 360-10,2010, p. 81).
- Para planchas de cubiertas perforadas, b es la distancia transversal entre líneas más cercanas de conectores, y el área neta de la plancha es considerada con el agujero más ancho (AISC 360-10,2010, p. 81).

2.4.1.2. Determinación del Área bruta y Área Neta

2.4.1.2.1. Área Bruta

Comprende el área total de la sección transversal de un miembro.

2.4.1.2.2. Área Neta

Según el manual AISC 360-10 (2010), “el área neta, A_n , de un miembro es la suma de los productos de los espesores por sus respectivos anchos netos, calculados como se indica a continuación” (p. 81):

“Para calcular el área neta para tensión y corte, la perforación para alojar un conector deberá aumentar 0.2 cm respecto de la dimensión nominal de la perforación” (AISC 360-10,2010, p. 81).

“Para una cadena de perforaciones en cualquiera línea diagonal o zigzag, el ancho neto se obtendrá deduciendo del ancho bruto la suma de las dimensiones de los diámetros” (AISC 360-10,2010, p. 81).

2.4.2. Diseño de miembros en Tracción

Según el manual AISC 360-10, capítulo D:

2.4.2.1. Límites de esbeltez:

No existe límite de esbeltez para miembros en tracción. Sin embargo, existen recomendaciones:

$$- \frac{Kl}{r} < 300$$

Donde:

K : factor de longitud efectiva

L : longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm(mm).

r : radio de giro, cm (mm).

2.4.2.2. Resistencia a la Tracción

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_1 P_n$, de miembros traccionados debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción calculado en la sección bruta y ruptura en tracción calculado en la sección neta, (AISC 360-10,2010, p. 91).

a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{F.2.4.2.2.-1})$$

$$\phi_1 = 0.9 \text{ (LFRD)}$$

b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e \quad (\text{F.2.4.2.2.-2})$$

$$\phi_1 = 0.75 \text{ (LFRD)}$$

Donde:

A_e : área neta efectiva, cm^2 (mm^2).

A_g : área bruta del miembro, cm^2 (mm^2).

F_y : tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

F_u : tensión ultima mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

2.4.2.3. Área neta Efectiva

El área bruta, A_g , y el área neta, A_n , de elementos traccionados debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de la sección 2.4.1.2.

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinado de la siguiente forma:

$$A_e = A_n U \quad (\text{F.2.4.2.3.-1})$$

Dónde: U , es el factor de corte diferido (*shear lag*), es determinado como sigue:

Tabla 8: Factores de Corte Diferido para Conexiones de Miembros de Tracción

Caso	Descripción del Miembro		Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)		$U = 1.0$
2	Todos los miembros en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (Alternativamente, el Caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP)		$U = 1 - \bar{x}/l$
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.		$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$
4	Planchas donde la carga de tracción es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$
5	Tubos redondos con sólo una plancha gusset concéntrica.		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$
6	Tubo Rectangular	con sólo una plancha gusset concéntrica	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$
7	Perfiles W, M, S o HP, o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$
		con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$
		con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.60$

l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm); $\bar{x}$ = excentricidad de conexión, cm (mm); B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm)

Nota. La tabla presenta los valores del factor de corte diferido según el tipo de perfil. Adaptado de la normativa AISC 360-10, p.93.

“Para secciones abiertas, tales como secciones W, M, S, C o HP, WT, STs, y ángulos simples y dobles, el factor diferido, U, no requiere ser menor que la razón entre el área bruta del elemento(s) conectado(s) y el área bruta del elemento” (AISC 360-10, 2010, p. 92). Esta disposición no se aplica en secciones cerradas (HSS), ni en planchas.

- Para planchas de empalme apernadas $A_e = A_n \leq 0.85 A_g$.

2.4.3. Diseño de Miembros en Compresión

Según el manual AISC 360-10, capítulo E:

2.4.3.1. Disposiciones Generales

La resistencia de diseño en compresión se calcula: $\phi_c P_n$

Donde:

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LFRD)}$$

P_n : es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión y pandeo torsional.

2.4.3.2. Longitud Efectiva

El factor de longitud efectiva, K , para calcular la esbeltez de columna se debe utilizar la fórmula: $\frac{KL}{r}$

Donde:

L : longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm(mm).

r : radio de giro, cm (mm).

Para miembros diseñados solo en compresión se recomienda que: $\frac{KL}{r} \leq 200$.

2.4.3.3. Pandeo por Flexión de Miembros sin Elementos Esbeltos

“Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas” (AISC 360-10, 2010, p. 98), como se define en la sección 2.4.1.1. para elementos en compresión uniforme.

La resistencia de compresión nominal, P_n , se determina basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{F.2.4.3.3.-1})$$

La tensión por flexión se determina como sigue:

a. Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(o \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{F.2.4.3.3.-2})$$

b. Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(o \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (\text{F.2.4.3.3.-3})$$

Donde:

F_e = tensión de pandeo elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (\text{F.2.4.3.3.-4})$$

2.4.3.4. Resistencia a Compresión Pandeo Torsional de Miembros sin Elementos Esbeltos

“Esta sección se aplica a miembros con simetría simple y asimétricos y ciertos miembros con simetría doble, tales como columnas cruciforme o armada, sin elementos esbeltos, para elementos solicitados en compresión uniforme” (AISC 360-10,2010, p. 99).

“Adicionalmente, esta sección se cubre todos aquellos miembros doblemente simétricos sin elementos esbeltos, cuando la longitud no arriostrada torsional excede la longitud lateral no arriostrada” (AISC 360-10,2010, p. 99).

Estas disposiciones se aplican a ángulos simples, en los cuales $b/t > 20$.

“La resistencia a compresión, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por torsión, de la siguiente manera” (AISC 360-10,2010, p. 99):

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{F.2.4.3.4.-1})$$

La tensión crítica, F_{cr} , se determinada como se indica:

- Para secciones doble ángulo y T en compresión:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (\text{F.2.4.3.4.-2})$$

Donde F_{cry} se toma como F_{cr} en la ecuación (F 2.4.3.3-2) o (F2.4.3.3.-3), “para pandeo por flexión en torno al eje y de simetría y $\frac{KL}{r} + \frac{KL}{r_y}$ para secciones comprimidas en forma T” (AISC 360-10,2010, p. 99). Y $\frac{KL}{r} = \left(\frac{KL}{r} \right)_m$ para miembros comprimidos formados por ángulos dobles y,

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (\text{F.2.4.3.4.-3})$$

- Para los otros casos, F_{cr} debe ser determinado de acuerdo con ecuación (F 2.4.3.3-1) o (F2.4.3.3.-2), usando la tensión de pandeo elástico torsional, de la siguiente manera:

- i. Para miembros con simetría doble:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{F.2.4.3.4.-4})$$

- ii. Para miembros con simetría simple donde y es el eje de simetría:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (\text{F.2.4.3.4.-5})$$

- iii. Para miembros asimétricos F_e es la menor raíz de la ecuación cubica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \quad (\text{F.2.4.3.4.-1})$$

Donde:

A_g : área bruta del miembro, cm^2 (mm^2)

C_w : constante de alabeo, cm^6 (mm^6)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x} \right)^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y} \right)^2}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2}$$

G = modulo elástico de corte del acero = 790 000 kgf/cm² (77 200 MPa)

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}$$

I_x, I_y = momento de inercia en torno de los ejes principales, cm⁴ (mm⁴)

J = constante torsional, cm⁴ (mm⁴)

K_x = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre eje x.

K_y = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre eje y.

K_z = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

$\bar{r}_o$ = radio de giro polar en torno al centro de corte, cm (mm)

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

r_x = radio de giro en torno al eje x, cm (mm)

r_y = radio de giro en torno al eje y, cm (mm)

x_o, y_o = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, cm (mm)

2.4.3.5. Miembros con elementos Esbeltos

“Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con elementos esbeltos y para elementos en compresión uniforme” (AISC 360-10,2010, p. 106).

“La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión y torsional” (AISC 360-10,2010, p. 106).

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (F.2.4.3.5.-1)$$

$$\text{Cuando} \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}} \quad \left(o \quad \frac{Q F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y \quad (F.2.4.3.5.-2)$$

$$\text{a. Cuando} \quad \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}} \quad \left(o \quad \frac{Q F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (\text{F.2.4.3.5.-3})$$

Donde:

F_e = tensión crítica de pandeo elástico, calculada usando las ecuaciones anteriores que indiquen el valor de F_e indicadas en las secciones 2.4.3.3 y 2.4.4.4.

Q = factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión.

= 1,0 para miembros sin elementos esbeltos y para elementos en compresión uniforme

= $Q_s Q_a$ para miembros con secciones de elementos esbeltos y en compresión uniforme.

Para secciones conformadas solamente por elementos esbeltos no atiesados, $Q = Q_s (Q_a = 1,0)$. Para secciones conformadas solamente por elementos esbeltos atiesados, $Q = Q_a (Q_s = 1,0)$. Para secciones conformadas por ambos elementos esbeltos no atiesados y atiesados, $Q = Q_s Q_a$. Para secciones transversales conformadas de múltiples elementos esbeltos no atiesados, es conservativo usar el menor Q , del elemento más esbelto para determinar la resistencia del miembro en compresión pura (AISC 360-10, 2010, p. 106).

❖ Elementos Esbeltos No Atiesados, Q_s , para elementos esbeltos no atiesados se define a continuación:

- Para alas, ángulos, y planchas proyectadas de columnas laminadas u otro miembro en compresión:

i. Cuando $\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,0 \quad (\text{F.2.4.3.5.-4})$$

ii. Cuando $0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{F.2.4.3.5.-5})$$

Cuando $\frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (\text{F.2.4.3.5.-6})$$

- Para alas, ángulos, y planchas proyectadas de columnas armadas u otro miembro en compresión:

i. Cuando $\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1,0 \quad (\text{F.2.4.3.5.-7})$$

ii. Cuando $0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1,415 - 0.65 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (\text{F.2.4.3.5.-8})$$

iii. Cuando $\frac{b}{t} \geq 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (\text{F.2.4.3.5.-9})$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}, \quad \text{y para efectos de cálculo debe tomarse no menor que 0.35 ni}$$

mayor que 0.76.

- Para ángulos simples:

i. Cuando $\frac{b}{t} \leq 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,0 \quad (\text{F.2.4.3.5.-10})$$

ii. Cuando $0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0,91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,34 - 0.76 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{F.2.4.3.5.-11})$$

iii. Cuando $\frac{b}{t} \geq 0,91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{F.2.4.3.5.-12})$$

Donde:

b = ancho completo del ala de ángulo más larga, cm (mm).

■ Para almas de secciones T

i. Cuando $\frac{d}{t} \leq 0,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,0 \quad (\text{F.2.4.3.5.-13})$$

ii. Cuando $0,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t} < 1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \left(\frac{d}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{F.2.4.3.5.-14})$$

iii. Cuando $\frac{d}{t} \geq 1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{d}{t}\right)^2} \quad (\text{F.2.4.3.5.-15})$$

Donde:

d = profundidad nominal completa de la sección T, cm (mm)

❖ Elementos Esbeltos Atiesados

El factor de reducción, Q_a , para elementos esbeltos atiesados se define a continuación:

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \quad (\text{F.2.4.3.5.-16})$$

Donde:

A = área seccional total del miembro, cm^2 (mm^2)

A_e = área efectiva hallados por el ancho efectivo b_e cm^2 (mm^2)

Para hallar el ancho efectivo, b_e , se realiza de la siguiente manera:

- a) Para elementos esbeltos en compresión uniforme, con $\frac{b}{t} \geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f}}$, excepto para alas de tubos cuadrados y rectangulares de espesor uniforme:

$$b_e = 1,92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0,34}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{F.2.4.3.5.-17})$$

Donde: f se toma como F_{cr} con F_{cr} calculada con $Q = 1,0$.

2.4.4. Diseño de miembros en Flexión

El diseño en flexión se realiza principalmente para las vigas. En primer lugar, se procede a calcular la resistencia a la flexión (M_n), para lo cual el manual AISC 360-10, capítulo F, presenta:

2.4.4.1. Disposiciones generales

La resistencia de diseño en flexión (LFRD) $\phi_b M_n$ deben ser determinados según lo siguiente:

- Para todas las disposiciones de esta sección:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LFRD)}$$

Mientras tanto la resistencia nominal M_n , deberá ser determinadas de acuerdo con las siguientes secciones presentadas.

- Las disposiciones del diseño en flexión se basan que los puntos de apoyo de las vigas se encuentran restringidos contra la rotación en torno a su eje longitudinal (volcamiento).
- Para miembros con simetría simple con curvatura simple y elementos con simetría doble.

C_b = factor de modificación por pandeo lateral-torsional.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{F 2.4.4.1.-1})$$

Donde:

M_{max} = momento máximo del segmento no arriostrado (valor absoluto).

M_A = momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado (valor absoluto).

M_B = momento máximo en el segmento no arriostrado (valor absoluto).

M_C = momento máximo en el segmento no arriostrado (valor absoluto).

Si el elemento se encuentra en voladizo o con simetría doble y sin cargas transversales, $C_b=1$.

2.4.4.2. Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectadas en torno a su eje mayor

“Esta sección solo se aplica para miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje mayor, las alas y almas de estos miembros deben ser compactas” (AISC 360-10,2010, p. 114).

“La resistencia nominal de flexión M_n , debe ser el menor valor obtenido entre los estados límites de fluencia y pandeo lateral-torsional” (AISC 360-10,2010, p. 114).

➤ **Fluencia**

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F 2.4.4.2.-1})$$

Donde:

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, ksi (Mpa).

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, in³ (mm³)

➤ **Pandeo Lateral-Torsional**

a) Cuando $L_b < L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

b) Cuando $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y M_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F 2.4.4.2.-2})$$

c) Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{F2.4.4.2.-3})$$

Donde:

L_p = longitud arriostras para evitar el desplazamiento lateral del ala a compresión y también arriostrada contra deformaciones de giro de la sección, in (mm).

L_b =Longitud no arriostrada, in (mm).

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{st}}\right)^2} \quad (\text{F2.4.4.2.-4})$$

Donde:

E = módulo de elasticidad de acero, 29000ksi (200 Mpa)

J = constante torsional, in⁴ (mm⁴)

S_x = módulo de sección elástico en torno al eje, in³ (mm³)

El término de raíz cuadrada se podría tomar con el valor de 1 de una manera conservadora.

Las longitudes limites L_p y L_r se determinan a continuación:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F2.4.4.2.-5})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2.4.4.2.-4})$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Y el coeficiente c se determina como sigue a continuación:

a) Para secciones I con simetría doble: $c=1$

b) Para canales: $c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$

2.4.4.3. Miembros de sección H de simetría doble con almas compactas y alas no compactas o esbeltas flectados en torno a su eje mayor

“Esta sección aplica a miembros de sección H con doble simetría flectados en torno a su eje mayor, teniendo almas compactas y alas no compactas o esbeltas” (AISC 360-10, 2010, p. 116).

“La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala en compresión” (AISC 360-10, 2010, p. 116).

➤ Pandeo Lateral Torsional

Deben aplicarse las disposiciones de la sección (F 2.4.3.2.-2) para pandeo lateral-torsional.

➤ Pandeo Local Ala en Compresión

a) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{F 2.4.4.3.-1})$$

b) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\lambda^2} \quad (\text{F 2.4.4.3.-2})$$

Donde:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la esbeltez límite para ala compacta

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la esbeltez límite para ala no compacta

$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$; para propósitos de cálculo no debe tomarse menor que 0.35 y mayor que 0.76.

h= distancia del alma.

2.4.4.4. Otros miembros de sección H con almas compactas o no compactas flectadas en torno a su eje mayor

Esta sección aplica para:

- a) “miembros de sección H de simetría doble flectados en torno a su eje mayor con almas no compactas” (AISC 360-10, 2010, p. 117).
- b) “miembros de sección H de simetría simple cuyas almas están conectadas a la mitad del ancho de alas, se encuentra flectados en torno a su eje mayor, y presentan almas compactas o no compactas” (AISC 360-10, 2010, p. 117).

“La resistencia de flexión nominal, M_n , es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados con los estados límites de fluencia del ala en compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala en compresión y fluencia del ala en tracción (AISC360-10, 2010, p. 117).

➤ Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pc}M_{yc} = R_{pc}F_yS_{xc} \quad (\text{F 2.4.4.4.-1})$$

Donde:

M_{yc} =momento de fluencia en el ala en compresión, Kip-in. (N-mm)

➤ Pandeo Lateral-Torsional

- a) Cuando $L_b < L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional
- b) Cuando $L_p < L_n < L_r$

$$M_n = C_b \left[R_{pc}M_{yc} - (R_{pc}M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc}M_{yc} \quad (\text{F 2.4.4.4.-2})$$

- c) Cuando $L_r < L_b$

$$M_n = F_{cr}S_{xc} \leq R_{pc}M_{yc} \quad (\text{F 2.4.4.4.-3})$$

Donde:

$$M_{yc} = F_y S_{xc}$$

$$F_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E}{(\frac{L_b}{r_t})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_0} (\frac{L_b}{r_t})^2} \quad (\text{F 2.4.4.4.-4})$$

Para $\frac{M_n}{M_n} \leq 0.23$, J debe tomarse como cero.

Donde:

I_{yc} = momento de inercia del ala en compresión sobre el eje y, in^4 (mm^4)

La tensión, F_L , debe ser determinada como sigue:

a) Cuando $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$

$$F_L = 0.7 F_y \quad (\text{F 2.4.4.4.-5})$$

b) Cuando $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 F_y \quad (\text{F 2.4.4.4.-6})$$

Para el estado límite de fluencia la longitud no arriostrada, L_p , se calcula de la siguiente manera:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F 2.4.4.4.-7})$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo inelástico lateral debe ser determinada como:

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_0} + \sqrt{(\frac{J}{S_{xc} h_0})^2 + 6.76 (\frac{F_L}{E})^2}} \quad (\text{F 2.4.4.4.-8})$$

El coeficiente de plastificación de la sección del alma se calcula de la siguiente manera:

i. Cuando $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$

a) Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (\text{F 2.4.4.4.-9})$$

b) Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (\text{F 2.4.4.4.-10})$$

ii. Cuando $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$

$$R_{pc} = 1.0 \quad (\text{F 2.4.4.4.-11})$$

Donde:

$$M_p = Z_x F_y \leq 1.6 S_{xc} F_y$$

S_{xc}, S_{xt} = módulo de sección elástico referido al ala en compresión y tracción, respectivamente, in^3 (mm^3)

$$\lambda = \frac{h_c}{t_x}$$

λ_{pw} = es la esbeltez límite para el alma compacta

λ_{rw} = es la esbeltez límite para el alma no compacta

i. Para secciones H con ala rectangular en compresión

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_0}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_0 d} \right)}} \quad (\text{F 2.4.4.4.-12})$$

Donde:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

b_{fc} = ancho del ala en compresión, in (mm)

t_{fc} = espesor del ala en compresión, in (mm)

➤ Pandeo Local de Ala en Compresión

a) “Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local de ala en compresión”. (AISC 360-10, 2010, p. 120).

b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{F 2.4.4.4.-13})$$

c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (\text{F 2.4.4.4.-14})$$

Donde:

M_n =está definido en las ecuaciones (2.4.3.4-6a y 2.4.3.4-6b)

R_{pc} = es el factor de plastificación del alma determinada por la ecuación (2.4.3.4-9)

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ y no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76 para propósito de calculo.

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la esbeltez límite para ala compacta

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la esbeltez límite para ala no compacta

➤ Fluencia del Ala en Tracción

- a) Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$, no aplica el estado límite de fluencia del ala en tracción.
- b) Cuando $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (\text{F 2.4.4.4.-14})$$

Donde:

$$M_y = F_y S_{xt}$$

“El factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia del ala en tracción, R_{pt} , se determina como se indica a continuación” (AISC 360-10, 2010, p. 121):

- i. Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (\text{F 2.4.4.4.-15})$$

- ii. Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (\text{F 2.4.4.4.-12})$$

Donde:

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$ es la esbeltez límite para el alma compacta

$\lambda_{rw} = \lambda_r$ es la esbeltez límite para el alma no compacta

2.4.4.5. Miembros de sección H simetría doble y simple con almas esbeltas flectados en torno a su eje mayor

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia del ala en compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala en compresión, y fluencia del ala en tracción (AISC 360-10, 2010, p. 122).

➤ Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (\text{F 2.4.4.5.-1})$$

➤ Pandeo Lateral-Torsional

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (\text{F 2.4.4.5.-2})$$

a) Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (F_y - 0.3F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (\text{F 2.4.4.5.-3})$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq F_y \quad (\text{F 2.4.4.5.-4})$$

Donde:

L_p = Se define en la ecuación (2.4.3.4-7)

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}}$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1$$

a_w = se define por la ecuación (2.4.3.4-11) pero no debe exceder de 10

r_t = es el radio de giro efectivo por pandeo lateral como se define en la Sección 2.3.3.4.

➤ Pandeo Local de Ala en Compresión

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (\text{F 2.4.4.5.-5})$$

- “Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local en ala en compresión” (AISC 360-10, 2010, p. 123).
- Para secciones con alas no compactas

$$F_{cr} = \left[F_y - (F_y - 0.3F_y) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (\text{F 2.4.4.5.-6})$$

- Para secciones con alas esbeltas

$$F_{cr} = \frac{0.9EK_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (\text{F 2.4.4.5.-7})$$

Donde:

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ y no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76 para propósito de calculo.

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

λ_{pf} = es la esbeltez límite para ala compacta

λ_{rf} = es la esbeltez límite para ala no compacta

➤ Fluencia del Ala en Tracción

- Cuando $S_{xt} \leq S_{xc}$, no aplica el estado limite de fluencia del ala en traccion
- Cuando $S_{xt} > S_{xc}$

$$M_n = F_y S_{xt} \quad (\text{F 2.4.4.5.-8})$$

2.4.4.6. Miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje menor
 “La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia y pandeo local del ala” (AISC 360-10, 2010, p. 123).

➤ Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y Z_y \quad (\text{F 2.4.4.6.-1})$$

➤ Pandeo Local de Ala

- a) Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local
- b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{F 2.4.4.6.-2})$$

- c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_y \quad (\text{F 2.4.4.6.-3})$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f} \right)^2}$$

$$\lambda = \frac{b}{t_f}$$

λ_{pf} = es la esbeltez límite para ala compacta

λ_{rf} = es la esbeltez límite para ala no compacta

b = para las alas de secciones H, la mitad de la longitud completa del ala, bf, para alas de canales, la dimensión nominal completa del ala, in. (mm)

t_f = espesor del ala, in, (mm).

S_y = para un canala debe tomarse como módulo de sección mínimo.

Después de calcular la resistencia nominal del perfil se procede a realizar la comparación con la resistencia última (resistencia a la que se encuentra sometido el perfil) y comprobar que el perfil cumpla con lo requerido.

2.4.4.7. Perfiles tubulares cuadrados y rectangulares

“Esta sección aplica a miembros de sección tubular cuadrado y rectangular flectados a cualquier eje, teniendo almas compactas o no compactas y alas compactas, o no compactas o esbeltas” (AISC 360-10, 2010, p. 124).

“La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia, pandeo local del ala y pandeo local del alma en flexión pura” (AISC 360-10, 2010, p. 124).

➤ **Fluencia**

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{F 2.4.4.7.-1})$$

Donde:

Z = modulo plástico de la sección en torno al eje de flexión, in^3 (mm^3)

➤ **Pandeo Local de Ala**

- a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala
- b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \leq M_p \quad (\text{F 2.4.4.7.-2})$$

- c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_y S_e \quad (\text{F 2.4.4.7.-3})$$

Donde:

S_e = módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión calculado como:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{F_y}{E}} \left(1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \leq b \quad (\text{F 2.4.4.7.-4})$$

➤ **Pandeo Local de Alma**

- a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma

b) Para secciones con almas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (\text{F 2.4.4.7.-5})$$

2.4.4.8. Perfiles tubulares circulares

“Esta sección aplica a miembros de sección tubular circular que posean una razón menor que $\frac{0.45E}{F_y}$. La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia y pandeo local” (AISC 360-10, 2010, p. 125).

➤ **Fluencia**

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{F 2.4.4.8.-1})$$

➤ **Pandeo Local**

a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local

b) Para secciones compactas

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \quad (\text{F 2.4.4.8.-2})$$

c) Para secciones con paredes esbeltas

$$M_n = F_{cr} S \quad (\text{F 2.4.4.8.-3})$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.033E}{\frac{D}{t}}$$

S= módulo de sección elástico, in³ (mm³)

t= espesor en la pared, in (mm)

2.4.4.9. Secciones T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría

“Esta sección aplica a miembros de sección T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría” (AISC 360-10, 2010, p. 126).

➤ **Fluencia**

$$M_n = M_p \quad (\text{F 2.4.4.9.-1})$$

Donde:

- a) Para almas en tracción

$$M_n = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \quad (\text{F 2.4.4.9.-2})$$

- b) Para almas en compresión

$$M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (\text{F 2.4.4.9.-3})$$

➤ **Pandeo Lateral-Torsional**

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} (B + \sqrt{1 + B^2}) \quad (\text{F 2.4.4.9.-4})$$

Donde:

$$B = \pm 2. \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

“El valor positivo de B aplica cuando el alma está en tracción y el signo menos aplica cuando el alma está en compresión. Si el extremo no atiesado del alma está en compresión en cualquier parte a lo largo de la longitud no arriostrada, debe ser utilizado el valor negativo B” (AISC 360-10, 2010, p. 127).

➤ **Pandeo Local de Alas de Sección T**

- a) Para secciones con alas compactas comprimidas por flexión, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica.
- b) Para secciones con alas no compactas comprimidas por flexión,

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \leq 1.6 M_y \quad (\text{F 2.4.4.9.-5})$$

- c) Para secciones con elementos esbeltos comprimidas por flexión

$$M_n = \frac{0.7 E S_{xc}}{\left(\frac{b_f}{2 t_f} \right)^2} \quad (\text{F 2.4.4.9.-6})$$

Donde:

S_{xc} = es el módulo elástico de la sección referido al ala en compresión, in³ (mm³)

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f}$$

λ_{pf} = es la esbeltez límite para ala compacta

λ_{rf} = es la esbeltez límite para ala no compacta

➤ **Pandeo Loca del alma de Sección T en Compresión por Flexión**

$$M_n = F_{cr} S_x \quad (\text{F 2.4.4.9.-7})$$

Donde:

S_x = es el módulo elástico de la sección referido al ala en compresión, in³ (mm³)

La tensión crítica, F_{cr} , se determina a continuación:

a) Cuando $\frac{d}{t_w} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = F_y \quad (\text{F 2.4.4.9.-8})$$

b) Cuando $0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{d}{t_w} \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[2.25 - 1.84 \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] F_y \quad (\text{F 2.4.4.9.-9})$$

c) Cuando $\frac{d}{t_w} > 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} \quad (\text{F 2.4.4.9.-10})$$

Después de calcular la resistencia nominal del perfil se procede a realizar la comparación con la resistencia última (resistencia a la que se encuentra sometido el perfil) y comprobar que el perfil cumpla con lo requerido.

2.4.5. Diseño en miembros en corte

“Esta sección, abarca el diseño de las almas de miembros con simetría doble o simple solicitados por corte en el plano del alma” (AISC 360-10, 2010, p. 137).

2.4.5.1. Disposiciones generales

La resistencia de corte de diseño:

$$\phi_v V_n \quad (\text{F 2.4.5.1.-1})$$

$$\phi_v = 0.9 \text{ (LFRD)}$$

2.4.5.2. Miembros con almas no atiesadas o atiesadas

➤ Resistencia de Corte

“Esta sección aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple solicitados a corte en el plano del alma. La resistencia de corte, V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte”(AISC 360-10, 2010, p.137- 138):

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{F 2.4.5.2.-1})$$

a) Para almas de miembros laminados de sección H con

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\phi_b = 1.0 \text{ (LFRD)}$$

$$C_v = 1.0$$

b) Para almas de todos los perfiles de simetría doble o simple o canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte de alma C_v se calcula de la siguiente manera:

$$\text{i. Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$\text{ii. Cuando } 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$\text{iii. Cuando } \frac{h}{t_w} > 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 * k_v * E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_y}$$

Donde:

A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, dwt, cm².

h = para secciones laminadas, la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina cm (mm)

t_w = espesor del alma, cm

El coeficiente de pandeo por corte K_v se calcula:

- Para almas sin atiesadores transversales y con $\frac{h}{t_w} \leq 260$:

$$k_v = 5$$

Excepto para el alma de perfiles T ($k_v = 1.2$).

2.4.6. Diseño de Conexiones

A continuación, se presentan algunas disposiciones generales sobre el diseño de conexiones.

PERNOS

Según la norma AISC 360-10, los pernos son elementos de conexión y existen diversos tipos, uno de ellos es:

- Pernos de Alta Resistencia

Grupo A- ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449

Grupo B-ASTM A490, A490M, F2280, A354 Grado BD

A continuación, se presentan algunas generalidades, que se encuentran en la Norma AISC 360-10.

- Tamaño y uso de las perforaciones

Los tamaños máximos de perforaciones para pernos se exponen en la siguiente tabla:

Tabla 9: Dimensiones de Agujero Nominal, in

Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1 \frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1 \frac{9}{16}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1 \frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1 \frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1 \frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2 \frac{3}{16}$
1	$1 \frac{1}{16}$	$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{16} \times 1 \frac{5}{16}$	$1 \frac{1}{16} \times 2 \frac{1}{2}$
$\geq 1 \frac{1}{8}$	$d + \frac{1}{16}$	$d + \frac{5}{16}$	$(d + \frac{1}{16}) \times (d + \frac{3}{8})$	$(d + \frac{1}{16}) \times (2,5 \times d)$

Nota. La tabla presenta dimensiones de agujero. Adaptado de la normativa AISC 360-10,2010, p.198.

- Espaciamiento mínimo

“La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser menor que 2-2/3 veces el diámetro nominal (d), del conector; se prefiere una distancia de 3d” (AISC 360-10,2010, p.199).

- Distancia mínima al borde

Los valores se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 10: Distancia mínima al borde desde el centro del agujero, in

Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{5}{8}$
Sobre $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times d$

Nota. La tabla presenta los valores de distancia mínima desde el centro del agujero al borde de la sección. Adaptado de la normativa AISC 360-10, p.200.

- Distancias máximas

“La distancia máxima desde el centro de cualquier perno o remache hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm” (AISC 360-10,2010, p.201).

SOLDADURA

- Soldaduras de Tope

a. Área efectiva

“Se debe considerar el área efectiva de las soldaduras de tope como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva” (AISC 360-10,2010, p.184).

- Soldadura Filete

El libro de McCormac representa la soldadura de filete de la siguiente manera:

Figura 10: Soldadura filete

Adaptado de McCormac, 2012, p.478.

a. Área efectiva

“El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de soldadura de este tipo debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura” (AISC 360-10,2010, p.186).

Dentro de las limitaciones, el AISC presenta una tabla con valores mínimos:

Tabla 11: Tamaño mínimo de Soldadura de filete

Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^[a] , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple. Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

Nota. La tabla presenta los tamaños mínimos de soldadura de filete.

Adaptado de la normativa AISC 360-10, p.186.

- Garganta (g): la fórmula para obtener la garganta de la soldadura es:

$$g = 0.707 * w \quad \text{F (2.4.6.2.-1)}$$

Donde:

$w = \text{tamaño de soldadura}$

- Área efectiva de soldadura: $A_w = g * L$ F (2.4.6.2.-2)

Donde:

$L = \text{longitud efectiva de soldadura}$

2.4.6.1.1. Resistencia

“La resistencia de diseño ϕR_n de juntas soldadas debe ser el valor menor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límites de ruptura en tracción y rotura en corte y la resistencia del metal de soldadura de acuerdo con el estado límite de fluencia, como se menciona a continuación” (AISC 360-10,2010, p.189):

- Para el metal base

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM} \quad \text{F (2.4.6.2.1.-1)}$$

Tabla 12: Resistencia disponible de Juntas Soldadas, T (kN)

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{EM} o F_u) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{EM} o A_w) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ^{[1][2]}
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACION COMPLETA					
Tracción Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte con tenacidad especificada. Ver la Sección J2.6.
Compresión Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se permite metal de aporte con nivel de resistencia igual a un nivel de resistencia menor que metal de aporte compatible con el metal base.
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	Tracción o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que metal de aporte compatible con el metal base.
Corte	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. ^[4]
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESMIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{EX}$ ^[4]	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				

Nota. La tabla presenta la resistencia disponible de juntas soldadas. Adaptado de la normativa

AISC 360-10, p.189.

b) Para el metal de soldadura

$$R_n = F_{nw} * A_w \quad \text{F (2.4.6.2.1.-2)}$$

Donde:

F_{nBM} = tensión nominal del metal base

F_{nw} = tensión nominal del metal de soldadura

A_{BM} = área de la sección transversal del metal base

A_w = área efectiva de la soldadura

2.4.6.1.Diseño de conexiones de corte simple

Se presenta la teoría de conexión simple:

- Conexión tipo aplastamiento

“En las conexiones tipo aplastamiento se supone que las cargas por transmitirse son mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos, como consecuencia se presenta un pequeño deslizamiento entre los miembros conectados, quedando los tornillos sometidos a corte y aplastamiento” (MacCormac & Csernak, 2012, p. 408).

Resistencia al Aplastamiento

Para pernos con perforaciones estándar, cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño:

$$R_n = 1.2 * l_c * t * F_u \leq 2.4 * d * t * F_u \quad \text{F (2.4.6.1.1.-1)}$$

Donde:

F_u = Resistencia última mínima especificada del material conectado, kgf/cm²

d = diámetro nominal del perno, cm

l_c = distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde la perforación adyacente o entre el borde del material (elegir el menor valor).

t = espesor del material conectado

La resistencia al aplastamiento de las conexiones debe ser tomada como la suma de las resistencias de aplastamiento de los pernos individuales.

Resistencia al cortante

La resistencia al cortante debe ser determinada con la resistencia nominal de un perno, presentado en la tabla 11, por área de su sección transversal:

$$\phi R_n = F_{nv} * A_b \quad \text{F (2.4.6.1.1.-2)}$$

Donde:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

A_b = área bruta del perno o parte roscada

F_{nv} = tensión de corte nominal, según la tabla 11.

Tabla 13: Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas

Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_u , kgf/cm ² (MPa) ^[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_u , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3.160 (310) ^[c]	1.900 (188) ^{[b][c][d]}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) ^[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,450F_u$ ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$ ^[b]
^[a] Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3. ^[b] Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), F_u debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete. ^[c] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre. ^[d] Rosca permitida en los planos de corte.		

Nota. La tabla presenta los valores de tensión nominal de conectores y partes roscadas. Adaptado de la normativa AISC 360-10, p.196.

Existen diferentes elementos “conectores” que pueden transmitir las fuerzas de una conexión simple, uno de ellos son los ángulos. A continuación, se presenta información del manual del AISC, Parte 10, Diseño de conexiones de corte simple, Double-Angle Connections (conexiones de doble Angulo):

Conexiones de doble ángulo

Es una conexión que cuenta con dos ángulos, uno a cada lado del alma de la viga a soportar. Estos ángulos pueden estar atornillados o soldados a la viga soportada, así como al miembro de soporte. Cabe recalcar que, cuando los ángulos se sueldan al soporte, se debe proporcionar una flexibilidad adecuada en la conexión.

Tenga en cuenta que debe evitarse la soldadura en toda la parte superior de los ángulos ya que inhibe la flexibilidad y, por lo tanto, la rotación final necesaria de la conexión. Por ende, el rendimiento de la conexión resultante no sería el previsto para conexiones de corte simple.

- Longitud y espesor recomendados del ángulo

Para proporcionar estabilidad durante la instalación, se recomienda que la longitud mínima del ángulo sea la mitad de la dimensión T de la viga que se apoyará. De la

misma manera, para proporcionar flexibilidad, el grosor máximo del ángulo para su uso con medidores viables debe limitarse a 5/8 pulg.

Figura 11: Conexiones de Doble Angulo

a) Todo emperrado

b) Emperrado/soldado, ángulos soldados a la viga

c) Emperrado/soldado, ángulos soldados al elemento de soporte

Adaptado del Manual del AISC, 2011, Parte 10.8.

El manual del AISC también presenta tablas que sirven de ayuda para el diseño de conexiones. Las tablas 10-1, 10-2, 10-3, son para conexiones de doble ángulo totalmente emperradas, conexiones de doble ángulo emperradas/soldadas y conexiones de doble ángulo totalmente soldadas, respectivamente.

La tabla 10-2 es una ayuda de diseño dispuesta para permitir la sustitución de soldaduras por pernos en conexiones diseñadas con la tabla 10-1. Se supone que la resistencia del electrodo es de 70 ksi.

Figura 12: Conexiones de Doble Ángulo

<p>Table 10-2 Available Weld Strength of Bolted/Welded Double-Angle Connections</p>									
<i>n</i>	<i>L</i> , in.	Welds A (70 ksi)				Welds B (70 ksi)			
		Weld Size, in.	R_n/Ω	ϕR_n	Minimum Web Thickness, in.	Weld Size, in.	R_n/Ω	ϕR_n	Minimum Support Thickness, in.
			kips	kips			kips	kips	
			ASD	LRFD			ASD	LRFD	
12	35 1/2	5/16	393	589	0.476	3/8	366	550	0.286
		1/4	314	471	0.381	5/16	305	458	0.238
		3/16	236	353	0.286	1/4	244	366	0.190

Adaptado del Manual del AISC. 2011. Parte 10.

Según la figura 12, la soldadura A (Weld A) se pueden usar en lugar de pernos en viga soportada, la soldadura B (Weld B) se pueden usar en lugar de pernos en el elemento de soporte.

Los espesores mínimos tabulados del alma de viga soportada para soldaduras A y el elemento (alma o alas) de soporte para soldaduras B coinciden con la resistencia a la rotura de estos elementos con la resistencia del metal de soldadura. Por tanto, el espesor mínimo de alma de viga soportada para soldaduras A es:

$$t_{min} = \frac{6.19 \cdot D}{F_u} \quad \text{F (2.4.6.1.1.-3)}$$

y el espesor mínimo del alma o alas del elemento de soporte para las soldaduras B:

$$t_{min} = \frac{3.09 \cdot D}{F_u} \quad \text{F (2.4.6.1.1.-4)}$$

Donde:

D=número de dieciseisavos de pulgada en el tamaño de soldadura

Cuando las soldaduras B se alinean en lados opuestos del elemento de soporte, el grosor mínimo es la suma de los grosores requeridos para cada soldadura. En cualquier

caso, cuando está presente un espesor de material inferior al mínimo, la resistencia disponible de soldadura tabulada debe reducirse por la relación entre el espesor proporcionado y el espesor mínimo.

2.4.6.2. Diseño de conexiones a momento parcialmente restringidas (PR)

Este tipo de conexiones se encuentran en la parte 11 del manual del AISC:

Determinación de carga

El comportamiento de las conexiones de momento parcialmente restringidas (PR) es de grado intermedio entre la flexibilidad de las conexiones de corte simples y la rigidez total de las restricciones completas de conexiones de momento (FR). Por tanto, las conexiones PR son aquellas que transfieren el momento, pero para las cuales la rotación entre los miembros conectados no es despreciable.

Según el manual del AISC, las conexiones de momento flexibles (FMC), se pueden utilizar como un enfoque simplificado para el diseño de conexiones de momento PR, particularmente para el diseño preliminar. Usando FMC, cualquier restricción final que la conexión pueda proporcionar a la viga se asume cero para la carga por gravedad debido a la incertidumbre de esa restricción después de la carga repetida. Las conexiones que implican el alma de la viga soportada se diseñan como simples, teniendo en cuenta solamente las cargas de gravedad. Para cargas laterales, se supone que la conexión se comporta como una conexión de momento FR para el análisis y la carga lateral completa es transportada por los marcos laterales asignados (placas de conexión). Las conexiones de momento flexibles resultantes se diseñan entonces como "totalmente restringidas" para la fuerza requerida calculada debido a cargas laterales solamente.

Conexiones de momento PR con placas

Una conexión de momento con placas consiste en una conexión de corte simple y placas de brida superior e inferior que conectan las alas de la viga soportada a la columna de soporte.

Para obtener las fuerzas laterales, se divide el momento entre una distancia $d-t_f$, que va de centro de las alas de la viga, como se aprecia en la siguiente imagen 13:

Figura 13: Conexión a momento:

Adaptado de Diseño de Estructuras de Acero – McCormac, Csernak, capítulo 15,
p. 552, 2012.

$$T = C = \frac{M}{d - t_f}$$

Donde:

$T = C$ = fuerzas laterales

M = momento

$d - t_f$ = distancia a centros de alas de la viga

Las placas son soldadas a la columna de soporte y pueden ser atornilladas o soldadas a las alas de la viga soportada. Es importante que una longitud de 1 1/2 veces el ancho de la placa quede sin soldar, con esto se supone que se permite el alargamiento de la placa necesaria para el comportamiento de conexión del momento PR.

Figura 14: Conexiones de Momento parcialmente restringidas con placas

Donde:

b_A = ancho de la placa

A continuación, se presentan algunas conexiones típicas:

Figura 15: Conexiones típicas de momento parcialmente restringidas con placas

Adaptado del Manual del AISC, 2011, Parte 11.

2.4.6.3. Consideraciones para elementos involucrados de miembros y elementos conectados

En la mayoría de conexiones se consideran elementos como planchas, ángulos, etc., que sirven como elementos conectores. La norma AISC 360-10, Capítulo J4, contiene requerimientos para el diseño de dichos elementos según al esfuerzo al que se encuentran sometidos.

1) Resistencia de elementos en tracción

Para verificar la resistencia de elementos en tracción se deben seguir el mismo lineamiento que se presentan en este trabajo en la sección de diseño por tracción.

2) Resistencia de elementos en corte

La resistencia disponible de elementos involucrados y elementos conectores debe ser el menor valor obtenido de:

- Para fluencia en corte del elemento

$$R_n = 0.6 * F_y * A_{gv}$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LFRD)}$$

Donde:

A_{gv} = área bruta solicitada a corte, cm^2

- Para ruptura en corte del elemento

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LFRD)}$$

Donde:

A_{nv} = área neta solicitada a corte, cm^2

3) Resistencia de bloque de corte

Cuando la falla de un miembro ocurre a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular, se le denomina falla por bloque de corte.

Figura 16: Bloque de Cortante

Adaptado de Diseño de Estructuras de Acero – McCormac, Csernak, capítulo 3,
p. 86, 2012.

La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte, según la norma AISC 360-10:

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LFRD)}$$

Donde:

$$A_{nt} = \text{área neta solicitada a tracción, cm}^2$$

Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs} = 1$; si la tensión de tracción es no uniforme, vigas recortadas con dos líneas de huecos o distancias no estándar para huecos a partir del borde de la viga, $U_{bs} = 0.5$.

4) Resistencia de elementos en compresión

La resistencia disponible de elementos conectados en compresión para los estados límites de fluencia y pandeo se determinan de acuerdo con lo siguiente:

a) Para $KL/r \leq 25$:

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LFRD)}$$

b) $KL/r > 25$, aplican las disposiciones del diseño por compresión.

5) Resistencia de elementos a flexión

La resistencia de elementos a flexión deberá ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de flexión de fluencia, pandeo local lateral-torsional en flexión, y ruptura por flexión.

2.4.7. Diseño de Plancha Base

El diseño de la plancha base resulta ser de mucha importancia debido a que se debe buscar disposiciones apropiadas para la transferencia de cargas y momentos de columnas a fundaciones.

La norma AISC 360-10 cuenta con un breve capítulo para el diseño de estos elementos, sin embargo, la guía N°1 del AISC (Base Plate and Anchor Rod Design), cuenta con información específica e incluso ejemplos de aplicación.

Se expondrá la información necesaria para este tipo de estructuras, si se requiere mayor información puede verificar la Norma del AISC 360-10:

Teniendo en cuenta lo anterior, para determinar la resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la plancha base se debe considerar lo siguiente:

$$P_p = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad (\text{F 2.4.7.-1})$$

Donde:

$$\phi_c = 0.65$$

P_p = Resistencia nominal de contacto del concreto

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a 28 días

A_1 = Área de la plancha base

A_2 = Área máxima de la porción de concreto soportante

El diseño está relacionado con la excentricidad equivalente “e” que se genera a partir de dividir el momento Mu entre la fuerza axial Pu de la columna.

Para pequeñas excentricidades, la fuerza axial es resistida solo por el rodamiento (esfuerzo entre el concreto y la plancha) y para grandes excentricidades, es necesario usar varillas de anclaje.

2.4.7.1. Diseño de planchas base de columna con pequeños momentos

Considere el diagrama de fuerza que se muestra en la siguiente figura. La fuerza de apoyo resultante está definida por el producto $q*Y$, en el que:

$$q = f_p * B \quad (F 2.4.7.1.-1)$$

Donde:

f_p = esfuerzo entre la plancha y el concreto

B = ancho de plancha

Figura 17: Plancha base con momentos pequeños

Adaptado de la Guía N°1: Base Plate and Anchor Rod Desing, del manual de AISC, p. 23.

La fuerza actúa en el punto medio del área de apoyo, o $Y / 2$ a la izquierda del punto A. La distancia de la resultante a la derecha de la línea central de la placa, ϵ , es, por lo tanto,

$$\epsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad (F 2.4.7.1.-2)$$

Está claro que a medida que la dimensión Y disminuye, ε aumenta. Y alcanzará su valor más pequeño cuando q alcance su máximo:

$$Y_{min} = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (F\ 2.4.7.1.-3)$$

Por lo tanto, ε alcanza su valor máximo cuando Y es el mínimo.

$$\varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{min}}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (F\ 2.4.7.1.-4)$$

Para el equilibrio de momentos, la línea de acción de la carga aplicada, P_u , y la de la fuerza de apoyo, $q*Y$ debe coincidir; es decir, $e = \varepsilon$.

Si la excentricidad

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad (F\ 2.4.7.1.-5)$$

excede el valor máximo que ε puede alcanzar, las cargas aplicadas no pueden resistirse solo con el rodamiento y las varillas de anclaje estarán en tensión.

En resumen, para valores de e menores que ε_{max} , Y es mayor que Y_{min} y q es menor que q_{max} , y obviamente, f_p es menor que $f_p\ (max)$.

Para valores de e mayores que ε_{max} , $q = q_{max}$. Por lo tanto, un valor crítico de excentricidad de la combinación de carga aplicada es

$$e_{crit} = \varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (F\ 2.4.7.1.-6)$$

Cuando se analizan varias configuraciones de carga y placa, en el caso de que sea $e \leq e_{crit}$, no habrá tendencia a volcar, no se requieren barras de anclaje para el equilibrio del momento, y se considerará que la combinación de fuerzas tiene un momento pequeño.

Por otro lado, si $e > e_{crit}$, el equilibrio del momento no se puede mantener solo con el apoyo y se requieren varillas de anclaje. Tales combinaciones de carga axial y momento se conocen como casos de grandes momentos.

- Estrés de rodamientos de hormigón

Se supone que la tensión de apoyo del concreto se distribuye uniformemente sobre el área $Y \times B$, despejando (F 2.4.7.1.-2), para el caso de $e = \varepsilon$, se obtiene una expresión para la longitud del área de apoyo, Y :

$$Y = N - 2 * e \quad (\text{F 2.4.7.1.-7})$$

El esfuerzo del rodamiento se puede determinar como

$$q = \frac{P_r}{Y} \quad (\text{F 2.4.7.1.-8})$$

Para la condición $e = e_{crit}$, la longitud del rodamiento es:

$$Y = N - 2 * \left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \right) = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (\text{F 2.4.7.1.-9})$$

· Límite de rendimiento de flexión de la plancha base en la interfaz del rodamiento

La presión del rodamiento entre el concreto y la plancha base causará que la plancha de base se doble para la longitud del voladizo, m , en el caso de flexión de eje fuerte y la longitud del voladizo, n , en el caso de flexión de eje débil.

Figura 18: Líneas de doblado asumidas

Adaptado de la Guía N°1: Base Plate and Anchor
Rod Desing, del manual de AISC, p. 15.

Donde:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

Para la flexión del eje fuerte, la tensión de apoyo f_p (ksi), se calcula como

$$f_p = \frac{P_r}{BY} \quad (\text{F 2.4.7.1.-10})$$

El momento requerido:

$Y \geq m$:

$$M_{pl} = f_p * \left(\frac{m^2}{2}\right) \quad (\text{F 2.4.7.1.-11})$$

$Y < m$:

$$M_{pl} = f_{p(max)} * Y * \left(m - \frac{Y}{2}\right) \quad (\text{F 2.4.7.1.-12})$$

La resistencia nominal a la flexión por unidad de ancho de la placa está dada por:

$$R_n = \frac{F_y * t_p^2}{4} \quad (\text{F 2.4.7.1.-13})$$

Donde:

F_y = módulo de elasticidad de la plancha

t_p = espesor de la plancha

Para determinar el grosor de la placa, iguale los lados derechos de las ecuaciones (F 2.4.7.1.-11) o (F 2.4.7.1.-12) y (F 2.4.7.1.-13) y resuelva para t_p (req).

Para:

$Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = 1.5 * m * \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (\text{F 2.4.7.1.-14})$$

$Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{f_p * Y * (m - \frac{Y}{2})}{F_y}} \quad (\text{F 2.4.7.1.-15})$$

Nota: Cuando n es mayor que m , el grosor se registrará por n .

2.4.7.2. Diseño de plancha base de columna con grandes momentos

Cuando la magnitud del momento de flexión es grande en relación con la carga axial de la columna, se requieren varillas de anclaje para conectar la plancha base a la cimentación del concreto, de modo que la base no se incline ni deje que el hormigón se apoye en el borde comprimido.

Como se discutió en la sección anterior, existen grandes condiciones de momento cuando:

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (F 2.4.7.2.-1)$$

- Fuerzas de rodamientos de hormigón y varillas de anclaje

“La presión del rodamiento, q , es igual al valor máximo, q_{max} , para excentricidades mayores que e_{crit} . Para calcular la fuerza de apoyo total del concreto y las fuerzas de la barra de anclaje, considere el diagrama de fuerza que se muestra en la siguiente figura” (Guía N° 1 del AISC, 2006, p.26):

Figura 19: Plancha base con momentos grandes

Adaptado de la Guía N°1: Base Plate and Anchor Rod Design, del manual de AISC, p. 26.

Por equilibrio:

$$\sum F_{vertical} = 0$$

$$T = q_{max} * Y - P_r \quad (F 2.4.7.2.-2)$$

Donde:

T = resistencia que requiere la varilla de anclaje.

Además, la suma de los momentos tomados sobre el punto B debe ser igual a cero.

Por lo tanto,

$$q_{max} * Y * \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r * (e + f) = 0 \quad (F 2.4.7.2.-3)$$

Después de la reorganización, se obtiene el valor de Y.

La fuerza de apoyo del hormigón viene dada por el producto $q_{max} * Y$. Si la formula (F 2.4.7.2.-3) no es posible para ciertas combinaciones de fuerza, momento y geometría, se requiere un aumento en las dimensiones de la placa. Por ello, se debe cumplir:

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2 * P_r * (e + f)}{q_{max}} \quad (F 2.4.7.2.-4)$$

- Límite de rendimiento de la placa base en la interfaz del rodamiento

Para el caso de grandes momentos, el esfuerzo del rodamiento está en su valor límite: $f_p = f_{p(max)}$

El grosor requerido de la placa se puede determinar:

$Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = 1.5 * m * \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}} \quad (F 2.4.7.2.-5)$$

$Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{f_{p(max)} * Y * (m - \frac{Y}{2})}{F_y}} \quad (F 2.4.7.2.-6)$$

Nota: Cuando n es mayor que m, el grosor se regirá por n.

- Límite de rendimiento de la placa base en la interfaz de tensión

La fuerza de tensión T_u (LRFD) en las varillas de anclaje causará que se doble en la placa base. La acción de voladizo se asume de manera conservadora con la longitud del tramo igual a la distancia desde la línea central de la varilla hasta el

centro de la pestaña de la columna, x . Para una anchura de unidad de la plancha base, la resistencia a la flexión requerida se puede determinar como:

$$M_{pl} = \frac{T_u * X}{B} \quad (\text{F 2.4.7.2. -7})$$

Donde:

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \quad (\text{F 2.4.7.2. -8})$$

d = peralte de la columna

t_f = espesor de ala de la columna

Igualando la resistencia disponible por unidad de longitud para la plancha al momento aplicado dado por la Ecuación (F 2.4.7.2. -7) proporciona una expresión para el espesor de placa requerido:

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{T_u * X}{B * F_y}} \quad (\text{F 2.4.7.2. -9})$$

2.4.8. Diseño de pernos de anclaje

Los pernos de anclaje sujetos a una base de concreto deberán cumplir con los requisitos de tensión y corte. Los cuales se detallarán según la norma ACI-318.

2.4.8.1. Diseño para cargas a tensión

Los diseños a tensión se dividirán en cuatro apartados:

- Resistencia del perno a las cargas de tracción (1);
- Resistencia del concreto al arrancamiento por las fuerzas de tracción (2);
- Resistencia al deslizamiento del perno de anclaje por la fuerza de tracción (3)
- Resistencia del concreto al desprendimiento por la fuerza de tracción (4).

➤ Para el punto (1), se verifica la resistencia a la tracción de un perno de anclaje (N_{sa}) será:

$$N_{sa} = A_{se} f_{uta} \quad (\text{F 2.4.8.1. -1})$$

$$\phi N_{sa} \geq N_{ua} \quad (\text{F 2.4.8.1. -2})$$

Considerar: $\phi = 0.75$

Donde:

N_{sa} = Resistencia nominal a la tensión del perno

A_{se} = Área útil del perno

$f_{uta}=f_u$; Resistencia a la fractura del acero

N_{ua} = fuerza de tracción máxima sobre un perno

La siguiente tabla muestra el área útil de los pernos según su diámetro:

Tabla 14: Área útil de perno y área de cabeza de perno

d_o (in)	A_{se} (in²)	A_{brg}(in²)
1/2	0.142	0.467
5/8	0.226	0.689
3/4	0.334	0.906
7/8	0.462	1.220
1	0.606	1.500
1 1/8	0.793	1.810
1 1/4	0.969	2.240
1 3/8	1.160	2.659
1 1/2	1.410	3.130
1 3/4	1.900	4.170
2	2.500	5.350
2 1/4	3.250	6.690
2 1/2	4.000	8.170
2 3/4	4.930	9.800
3	5.970	11.400

➤ En el punto (2); se considera que los pernos trabajan en grupo, por lo que las ecuaciones a utilizar son:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (\text{F 2.4.8.1. -3})$$

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (\text{F 2.4.8.1. -4})$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}})} \quad (\text{F 2.4.8.1. -5})$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{F 2.4.8.1. -6})$$

$$\phi N_{cbg} \geq N_{uag} \quad (\text{F 2.4.8.1. -7})$$

Considerar: $\phi = 0.75$

Donde:

N_{cbg} = Resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tensión (grupo de anclajes)

A_{Nc} = Area proyectada de superficie de falla para uno o un grupo de pernos

A_{Nco} =Area proyectada de superficie de falla de un solo anclaje

$\psi_{ec,N}$ = Factor de modificación para grupos de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tensión

$\psi_{ed,N}$ = Factor de modificación por efectos de borde

$\psi_{c,N}$ = Factor de modificación por pernos pre-instalados ($\psi_{c,N} = 1.25$)

$\psi_{cp,N}$ = Factor de modificación para anclajes post-instalados ($\psi_{cp,N} = 1$)

h_{ef} = Longitud de empotramiento modificado

e'_N = excentricidad

N_b = Resistencia al arrancamiento del concreto

k_c = Coeficiente por instalación ($k_c=10$, para anclajes pre-instalados) o ($k_c=7$, para anclajes post-instalados).

λ_a =Factor de modificación para concreto de peso normal ($\lambda_a=1.0$)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

Los factores $\psi_{ed,N}$ y el área A_{Nc} se definen a continuación:

Si: $C_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$

$$\psi_{ed,N} = 1.0 \quad (\text{F 2.4.8.1. -8})$$

Si: $C_{a,min} < 1.5h_{ef}$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad (F 2.4.8.1. -9)$$

Si: $C_{a1} \geq 1.5h_{ef}$

$$A_{Nc} = (C_{a1} + 1.5h_{ef})(3h_{ef}) \quad (F 2.4.8.1. -10)$$

Si: $C_{a1} < 1.5h_{ef} ; S_1 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (C_{a1} + S_1 + 1.5h_{ef})(3h_{ef}) \quad (F 2.4.8.1. -11)$$

Si: $C_{a1} \text{ y } C_{a2} < 1.5h_{ef} ; S_1 \text{ y } S_2 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (C_{a1} + S_1 + 1.5h_{ef})(C_{a2} + S_2 + 3h_{ef}) \quad (F 2.4.8.1. -12)$$

Donde:

C_{a1} = Distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en X

C_{a2} = Distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en Y

$C_{a,min}$ = Valor mínimo entre C_{a1} y C_{a2}

S_1 = Separación entre pernos en el eje X

S_2 = Separación entre pernos en el eje Y

Se debe considerar que el valor de h_{ef} para las ecuaciones anteriores se calculara en función a la siguiente condición:

$$h_{ef} = \text{mayor}\left(\frac{C_{a1}}{3}; \frac{C_{a2}}{3}; \frac{S_1}{3}; \frac{S_2}{3}\right)$$

➤ Dentro del punto (3); se busca determinar el valor N_{pn} :

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p \quad (F 2.4.8.1. -13)$$

$$N_p = 8A_{brg}' c \quad (F 2.4.8.1. -14)$$

Donde:

N_{pn} = Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tensión

$\psi_{c,p}$ = Factor de modificación por fisuras; para pernos donde no existen fisuras de cargas de servicio se considerará 1.4, caso contrario considerar 1.0

N_p = Resistencia a la extracción por deslizamiento a la tensión de un perno con cabeza individual

A_{brg} = Area de la cabeza del perno

➤ Y para el punto (4), se considera la resistencia de los pernos susceptibles a la falla. Por lo que se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right)N_{sb} \quad (\text{F 2.4.8.1. -15})$$

$$N_{sb} = \alpha 13 C_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c} \quad (\text{F 2.4.8.1. -16})$$

Si: $C_{a2} < 3C_{a1}$

$\alpha = \frac{(1+C_{a2}/C_{a1})}{4}$, caso contrario $\alpha = 1$

$$\phi N_{sbg} \geq N_{uag}$$

Considerar: $\phi = 0.75$

Donde:

N_{sbg} = Resistencia nominal de los pernos susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto

S = Distancia entre los anclajes de exteriores medida a lo largo del borde

N_{sb} = Resistencia nominal al desprendimiento lateral

N_{uag} = Fuerza a la tensión sobre el grupo de pernos cercanos al borde

2.4.8.2. Diseño para solicitaciones a corte

Para el diseño por cargas de corte se realizarán las siguientes verificaciones:

- Resistencia del perno de anclaje a las fuerzas de carga de corte (1)
- Resistencia del concreto al arrancamiento producido por la fuerza de corte (2)

- Resistencia del concreto al desprendimiento por la cargas de corte (3).

➤ El punto (1) establece que:

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta} \quad (F 2.4.8.2. -1)$$

$$\phi V_{sa} \geq V_u$$

Considerar: $\phi = 0.65$

Donde:

V_{sa} = Resistencia nominal del perno al corte

$A_{se,V}$ = Area transversal efectivo del perno; $A_{se,V} = A_{se}$

f_{uta} = Resistencia a la fractura del acero

V_u = Fuerza cortante máximo sobre un perno

➤ Para el punto (2) se determina la fuerza cortante perpendicular al borde para un grupo de pernos, usando las siguientes formulas:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \quad (F 2.4.8.2. -2)$$

$$A_{Vco} = 4.5(C_{a1})^2 \quad (F 2.4.8.2. -3)$$

$$\text{Si: } h_a < 1.5C_{a1}$$

$$A_{Vc} = 3C_{a1}h_a \quad (F 2.4.8.2. -4)$$

$$\text{Si: } C_{a2} < 1.5C_{a1}$$

$$A_{Vc} = 1.5C_{a1}(1.5C_{a1} + C_{a2}) \quad (F 2.4.8.2. -5)$$

$$\text{Si: } h_a < 1.5C_{a1}; S_1 < 3C_{a1}$$

$$A_{Vc} = (3C_{a1} + S_1)h_a \quad (F 2.4.8.2. -6)$$

Para $V_b = \min[(a); (b)]$

$$(a) \quad V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (F 2.4.8.2. -7)$$

$$(b) \quad V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (F 2.4.8.2. -8)$$

Para:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_{lv}}{3h_{ef}}\right)} \leq 1.0 \quad (F 2.4.8.2. -9)$$

$$\text{Si: } C_{a2} \geq 1.5C_{a1}$$

$$\psi_{ec,V} = 1.0 \quad (F 2.4.8.2. -10)$$

Si: $C_{a2} < 1.5C_{a1}$

$$\psi_{ec,V} = 0.7 + \frac{0.2C_{a2}}{C_{a1}} \quad (\text{F 2.4.8.2. -11})$$

$$\text{Para: } \psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5 C_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$$

$$\phi V_{cbg} \geq V_{uag}$$

Considerar: $\phi: 0.65$

Donde:

V_{cbg} =Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte

A_{vc} = Área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del borde de concreto

A_{vco} = Área proyectada para un anclaje individual

$\psi_{c,V}$ = Factor de modificación para grupos de pernos sometidos a cargas excéntricas.

$\psi_{ed,V}$ = Factor de modificación por efectos de borde

$\psi_{c,V}$ = Factor de modificación para concreto reforzado; considerar 1.0 para pernos concreto fisurado sin refuerzo, 1.2 para pernos en concreto fisurado con refuerzo consistente

$\psi_{h,V}$ = Factor de modificación para pernos ubicados en un elemento de concreto

V_b = Resistencia básica al arrancamiento del concreto

C_{a1} =Distancia desde el borde hasta el eje longitudinal de los anclajes

C_{a1} = Distancia desde el borde hasta el eje transversal de los anclajes

h_a = Espesor

l_e = Longitud de apoyo de carga del perno de corte

d_a =Diámetro del perno

λ_a =Factor de modificación para concreto de peso normal (asumir: $\lambda_a=1.0$)

e'_v = Excentricidad

h_{ef} = Altura del perno

V_{uag} = Fuerza de corte sobre el grupo de pernos cercanos al borde

Para la longitud de apoyo (l_e) se obtendrá según las siguientes condiciones:

$-l_e = h_{ef}$; para anclajes de rigidez constante en toda la longitud de la sección

$-l_e = 8d_a$; para anclajes de expansión de torque contralado

➤ Y dentro del punto (3) se determina la resistencia al desprendimiento del grupo de pernos, usando las siguientes ecuaciones:

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \quad (\text{F 2.4.8.2. -12})$$

$$\phi V_{cpg} = V_{uag}$$

Considerar: $\phi = 0.65$

Donde:

V_{cpg} = Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje por corte

k_{cp} = Constante; tomar $k_{cp} = 1.0$ si $h_{ef} < 65\text{mm}$, caso contrario $k_{cp} = 2.0$

$N_{cpg} = N_{cbg}$: Resistencia al arrancamiento del concreto

“Luego de haber comprobado los pernos de anclaje tanto por tensión y por corte, se deberá chequear la interacción de las fuerzas obtenidas en los apartados anteriores, para lo cual se utilizan las siguientes condiciones” (Orihuela & Dávila, 2016, pag. 65-66)

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (\text{F 2.4.8.2. -13})$$

2.5. Diseño de Elementos Estructurales de Concreto

2.5.1. Diseño de Pedestales

“El pedestal es un elemento en concreto armado el cual, como un elemento de acero, deberá cumplir con los diseños por capacidad de carga axial, flexión y cortante. Dentro del tema se incluyó la cuantía de acero, sin embargo, no se detalla la cuantía de estribos” (Orihuela & Dávila, 2016, pág. 66).

➤ Diseño por capacidad axial

“Para determinar la carga axial del pedestal a partir de las cargas aplicadas se utilizarán la siguiente ecuación” (Orihuela & Dávila,2016, pág. 66):

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (\text{F 2.5.1.-1})$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Considerar: $\phi=0.65$

Donde:

P_n = Resistencia a la compresión de la columna

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

A_g = Área total del pedestal

A_{st} = Área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal

f_y = Fluencia del acero

P_u =carga axial ultima

➤ Diseño por flexión

“Las columnas se pueden diseñar por flexión como las vigas. Previo a diseñar por flexión se debe cumplir con” (Orihuela & Dávila,2016, pág. 67):

$$\alpha F_c > P_u$$

Donde:

$F_c = f'_c ab$; resistencia bruta a la compresión

$\alpha=0.1$; Factor de reducción para determinar el comportamiento del pedestal

“Una vez comprobamos que el elemento se comporta como una viga, se procede a calcular la resistencia nominal por flexión” (Orihuela & Dávila,2016, pág. 67).

$$T = A_s f_y \quad (\text{F 2.5.1.-2})$$

$$C = 0.85 f'_c ab \quad (\text{F 2.5.1.-3})$$

Si la distancia al centro de gravedad lo definimos como: $d-a/2$; entonces:

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{F 2.5.1.-4})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (\text{F 2.5.1.-5})$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Considerar: $\phi=0.9$

Donde:

M_n = Momento nominal resistente

A_s = Área de acero en zona de tensión

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = Longitud efectiva

a = Longitud esforzada a compresión

b = Ancho del pedestal perpendicular al eje analizado

M_n = Momento último en el pedestal

➤ Diseño por corte

“Los elementos de concreto armado sometidos a fuerzas de corte pueden estar cargados por fuerzas axiales de compresión o tensión. Debido a los efectos que se pueden generar, estos elementos se diseñaran de acuerdo a la siguiente ecuación” (Orihuela & Dávila, 2016, pág. 68):

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{F 2.5.1.-6})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \quad (\text{F 2.5.1.-7})$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{F 2.5.1.-8})$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Considerar: $\phi=0.75$

Donde:

V_c = Resistencia de la columna al corte

V_s =Resistencia del estribo al corte

N_u = Carga axial

A_g = Área bruta del pedestal

λ = Factor de modificación para el concreto normal (asumir 1)

b_w = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado

d = Longitud del pedestal perpendicular al eje analizado

A_v =Área del refuerzo al cortante dentro del espaciamiento

s =Espaciamiento de los estribos

V_u = Cortante ultimo del pedestal

2.5.2. Diseño de Zapata

La zapata es un elemento estructural de concreto. Por ello nos basaremos en su diseño según la normativa E.060 específicamente en el capítulo 15.

➤ Verificación de Presiones

La ecuación general de esfuerzos para cualquier punto de la cimentación se define como:

$$\sigma_{1,2,3,4} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{P}{B.A} * (1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{A}) \quad (F 2.5.2.-1)$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad (F 2.5.2.-2)$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \quad (F 2.5.2.-3)$$

Donde:

$\sigma_{1,2,3,4}$ = Esfuerzos producidas por las combinaciones de cargas

P =Fuerza axial sobre la Zapata según la combinación de carga

M_y =Momento en la dirección Y en la Zapata según la combinación de carga

M_x = Momento en la dirección X en la Zapata según la combinación de carga

e_x =excentricidad en el eje X producida por la combinación de carga

e_y = excentricidad en el eje Y producida por la combinación de carga

B =Longitud de la zapata en el eje X

A =Longitud de la zapata en el eje y

➤ Verificación por Volteo

La verificación por volteo se realiza mediante un factor de seguridad que nos brinda la norma y se calcula según la siguiente ecuación:

$$FSV = \frac{M_{resistente}}{M_{volcante}} \geq 1.5 \quad (F 2.5.2.-4)$$

$$M_{resistente} = \frac{PxL}{2} \quad (F 2.5.2.-5)$$

Donde:

FSV = Factor de seguridad al volteo (mayor que 1.5)

$M_{resistente}$ = Momento que crea oposición al volteo.

P =Fuerza axial sobre la Zapata según la combinación de carga

L =longitud perpendicular al eje analizado

➤ Diseño por flexión

El diseño de la zapata por flexión es muy similar al diseño de vigas en concreto armado y se rige según las siguientes ecuaciones:

$$\phi M_n > M_u$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0.85f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (F 2.5.2.-6)$$

$$A_s = \frac{0.85af'_c b}{f_y} \quad (F 2.5.2.-7)$$

$$M_u = \frac{\sigma_u x b}{2} x L^2 \quad (F 2.5.2.-8)$$

$$\sigma_u = 1.2 * \sigma_{1,2,3,4} \quad (F 2.5.2.-9)$$

Así mismo, se tiene que verificar que el acero hallado supere al acero mínimo que dicta la norma E.060.

$$A_{smin} = 0.0018bd \quad (F 2.5.2.-10)$$

Donde:

M_n = Momento nominal resistente

A_s = Área de acero en zona de tensión

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = Longitud efectiva del peralte

a = Longitud esforzada a compresión

b = Ancho de la zapata perpendicular al eje analizado

M_u = Momento último en la zapata según la combinación

A_{smin} = Área de acero mínimo

A_s = Área de acero requerido

σ_u =esfuerzo último según la combinación de cargar

$\sigma_{1,2,3,4}$ = Esfuerzos producidas por las combinaciones de cargas

➤ Diseño por cortante por punzonamiento

El pedestal al absorben y luego transmitir las cargas a la zapata crea un efecto de punzonamiento por ello se analiza este efecto bajo las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n > V_u$$

El cortante último se halla de la siguiente manera:

$$V_u = \sigma_u (A - A_o) \quad (F 2.5.2.-11)$$

La resistencia que proporciona el concreto a la cortante se calcula de las 3 formas:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (F 2.5.2.-12)$$

$$V_c = 0.27 \left(\alpha_s * \frac{d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (F 2.5.2.-13)$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (F 2.5.2.-14)$$

Donde:

M_u = Momento ultimo según la combinación de carga

b = base de la sección perpendicular al eje analizado

f'_c =Resistencia a la compresión del concreto

σ_u =esfuerzo último según la combinación de carga

A = Area de la Zapata

A_o = Área de punzonamiento (longitud del pedestal + $d/2$)

V_c = Resistencia a la cortante del concreto

3. CAPITULO 3: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO

En este capítulo se describen los pasos generales a seguir para el análisis de la nave y el diseño de los elementos que la componen.

3.1. Características generales

3.1.1. Ubicación.

La ubicación de la nave industrial es un factor importante para la determinación de las características sísmicas de la zona en la que se encontrará la edificación. De la misma forma, la ubicación influirá en la configuración de la estructura debido a que, si la nave se encuentra en lugares que presentan lluvias considerables o nieve, se tendrá que optar por techos a dos aguas o considerar cierta inclinación de los techos.

3.1.2. Uso

Es importante conocer las actividades que se desarrollarán en la nave, así como, los equipos que serán instalados. Por ejemplo, la implementación de un puente grúa influye en la configuración estructural de la nave. De esta manera, si se cuenta con un puente grúa de gran capacidad de izaje, es recomendable aislarlo de la estructura.

3.1.3. Puente grúa

- Los datos del puente grúa que se requieren son:

- Peso nominal (capacidad de izaje).
- Preso propio: peso de viga principal, peso del carro móvil, peso de rieles.
- Numero de ruedas que se encuentran sobre la viga carrilera.
- Distancia entre las ruedas que se encuentran sobre la viga carrilera.
- Distancia mínima entre las ruedas que se encuentran en la viga carrilera y las columnas de la nave.

Como se mencionó previamente cada fabricante brinda fichas técnicas con características de sus productos.

3.2. Estructuración

Este proceso consiste en establecer la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen

comportamiento durante su vida útil y que cumpla con los objetivos: economía, estética, funcionabilidad y seguridad (San Bartolomé, 1998).

3.3. Predimensionamiento

Se realiza un dimensionamiento previo de los principales elementos estructurales según criterios de expertos.

3.4. Metrado de cargas

Identificar y cuantificar todas las cargas que reciben los diferentes elementos de la nave.

3.5. Análisis sísmico

En este proceso se debe realizar el control de derivas y desplazamientos producidos por las cargas de sismo.

3.6. Diseño de elementos

En el diseño de elementos se debe verificar que las resistencias nominales sean mayores a las resistencias últimas.

3.7. Diseño de plancha base

El AISC cuenta con un texto que contempla el diseño de la plancha base denominado Guía N°1 (Base Plate and Anchor Rod Design), que se basa en la especificación AISC 2005 para edificios de acero estructural e incluye orientación para el diseño, de acuerdo con el factor de carga y resistencia diseño (LRFD).

El diseño de plancha base gira entorno a los valores de las excentricidades que se generan de la división de momento (M_u) y la fuerza axial (P_u) de la columna. De esta forma, para pequeñas excentricidades, la fuerza axial es resistida solo por el rodamiento y se puede asumir un apoyo articulado en el modelo; para grandes excentricidades, es necesario usar pernos de anclaje y apoyos empotrados en el modelo.

Procedimiento de diseño general

1. Determinar la carga axial y el momento.
2. Elija un tamaño de placa base de prueba, $N \times B$.
3. Determinar la excentricidad equivalente.
4. Determine la longitud de rodamiento equivalente, Y y la fuerza de tracción en la varilla de anclaje, T_u (LRFD).

5. Determine el espesor mínimo requerido de la placa de base t_p (req) en los cojinetes y las interfaces de tensión. Elija el valor más grande.

6. Determinar el diámetro de los pernos de anclaje.

3.8. Diseño de conexiones

Para el diseño de conexiones se debe determinar si la conexión será a corte o a momento, empernada o soldada.

Figura 20: Tipos de conexiones

Fuente: Propia

3.9. Diseño de pernos de anclaje

El diseño de los pernos de anclaje se basa principalmente en las verificaciones de solicitaciones tanto por fuerzas de tracción y corte. Este diseño se encuentra en la norma ACI-318 (American Concrete Institute), Apéndice D (pág. 401-429).

Requisitos de diseño para cargas a tracción

En este diseño se verifica que los pernos de anclaje cumplan con los requisitos de resistencia sometidos a la carga de tracción y los efectos que producen en los pernos y concreto.

Resistencia del acero de un anclaje en tracción

El diseño de la resistencia del acero de un anclaje tracción se basa en la verificación de que la resistencia nominal de un anclaje en tracción, N_{sa} , debe ser mayor a la carga sometida. La verificación seguirá el procedimiento mostrado en el ACI-318, Apéndice D.5.1.

Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

El diseño de la resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción se basa en que el concreto no se desprenda por las fuerzas de arrancamiento a las que estará sujeta del concreto, la resistencia nominal al arrancamiento debe ser mayor a la carga de arrancamiento sometida. La verificación seguirá el procedimiento mostrado en el ACI-318, Apéndice D.5.2.

Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción

El diseño de la resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje a se basa en que el perno no termine deslizándose a través del concreto debido a la carga a la que está sometida, la resistencia nominal a la extracción por deslizamiento debe ser mayor a la carga de arrancamiento sometida. La verificación seguirá el procedimiento mostrado en el ACI-318, Apéndice D.5.3.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto de un anclaje con cabeza tracción.

El diseño de la resistencia al desprendimiento lateral del concreto de un anclaje con cabeza en tracción se basa principalmente en no permitir que el concreto se desprenda, lo que provocaría la falla de toda la estructura, la resistencia nominal al desprendimiento lateral del concreto debe ser mayor a la carga de desprendimiento sometida. La verificación seguirá el procedimiento mostrado en el ACI-318, Apéndice D.5.4.

Requisitos de diseño para solicitaciones de cortante

En este diseño se verifican que los pernos de anclaje cumplan con los requisitos de resistencia sometidos a solicitaciones de corte y lo efectos que producen en los pernos y concreto.

Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

El diseño de la resistencia del acero de un anclaje sometido a corte se basa en la verificación de que la resistencia nominal de un anclaje en corte, éste debe ser mayor a la carga sometida. La verificación seguirá el procedimiento mostrado en el ACI-318, Apéndice D.6.1.

Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje sometido a cortante

El diseño de la resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje sometido a cortante se basa en que el concreto no se desprenda por las fuerzas de arrancamiento a las que estará sujeta del concreto, la resistencia nominal al arrancamiento debe ser mayor a la carga de arrancamiento sometida. La verificación seguirá el procedimiento mostrado en el ACI-318, Apéndice D.6.2.

Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

El diseño de la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo de un anclaje sometido a cortante se basa principalmente en no permitir que el concreto se desprenda, lo que provocaría la falla de toda la estructura, la resistencia nominal al desprendimiento del concreto debe ser mayor a la carga de desprendimiento sometida. La verificación seguirá el procedimiento mostrado en el ACI-318, Apéndice D.6.3.

3.10. Diseño de pedestal

El diseño de pedestal abarca sobre todo en las verificaciones de resistencia a las cargas de compresión y flexión. Es decir, se realiza una verificación por flexo-compresión mediante un diagrama de interacción. El proceso que sigue la verificación está comprendido en la norma peruana E.060. Capítulo 10. En esta sección de la norma nos brinda la manera en la que podemos verificar las resistencias tanto en compresión como en flexión.

3.11. Diseño de zapata

El diseño de zapata abarca sobre todo en las verificaciones de resistencia a las cargas de cortante y flexión. Así mismo, se verifica condiciones de volteo y deslizamiento, también se realiza la verificación de presiones. El proceso que sigue la verificación está comprendido en la norma peruana E.060. Capítulo 15. En esta sección de la norma nos brinda las respectivas pautas para el diseño de una zapata.

Verificaciones

Se deben realizar verificaciones por fatiga especialmente para las vigas carrileras y verificación biaxial.

3.12. Diseño final

Con las secciones que cumplan con las verificaciones se procede a elaborar los planos estructurales de la nave industrial.

A continuación, se presenta un diagrama de flujo de análisis y diseño de elementos:

4. CAPÍTULO 4: ESTRUCTURACIÓN

Buenas prácticas:

Los perfiles W tienen mejor respuesta frente a estructuras que soporten pesos importantes, como por ejemplo puentes grúa.

La separación de pórticos según expertos puede ser máximo de 9 metros, que es la longitud máxima que puede tomar una vigueta de techo para un buen funcionamiento.

Para luces entre 20 y 100 metros es recomendable utilizar pórticos con armaduras.

Según la guía europea: “Edificios de acero de una sola planta” (ArcerolMittall, 2008), se debe tener en cuenta que para luces de hasta 15 metros se puede considerar apoyos simples entre la armadura y las columnas. Para luces mayores es recomendable optar por un apoyo rígido. Para ambos casos, es importante analizar los esfuerzos por temperatura, en caso se presenten variaciones considerables, de los elementos de la armadura.

Para puentes grúa de hasta 10 toneladas es aceptable considerar elementos que sostienen las vigas carrileras denominadas braquete o consola, para capacidades mayores es recomendable independizar el puente grúa.

La distancia recomendable para la separación de viguetas o correas es de 2m.

Según el manual de diseño número 7 del AISC, para naves industriales con puentes grúa, el arriostramiento en el techo crea el reparto de carga entre las columnas adyacentes a el marco cargado, reduciendo así el desplazamiento general.

Así mismo, el manual de diseño número 7 del AISC, indica que una buena opción para poder soportar las fuerzas longitudinales transmitidas del puente grúa a la estructura es usar los arriostres laterales. Además, dichos elementos cumplen la función de rigidizar la estructura, evitando grandes desplazamientos ocasionados por las fuerzas del viento y sismo.

Es recomendable colocar arriostres cada dos vanos, tanto verticales como horizontales (cubierta), procurando contar con estos en los pórticos extremos o frontales de la nave.

4.1. Descripción y Esquema de estructuración

Cabe recalcar que el proyecto que se desarrollará es teórico y servirá como modelo para la aplicación de la metodología de análisis y diseño.

El presente proyecto abarca el diseño estructural de una nave industrial con un puente grúa, que se encuentra ubicado en el distrito de Lurín, en la provincia de Lima, departamento de Lima.

La nave estará destinada a actividades de manufactura general, líneas de ensamblaje y talleres. Por ello, requerirá de la instalación de un puente grúa tipo Monorriel de 10 toneladas de capacidad, que se apoyará directamente en las vigas carrileras.

La estructura tiene un área de 600 m^2 , con un perímetro de 100 m, de dimensión de $20 \times 30 \text{ m}$ y consta de 7 pórticos separados cada 5 m. El techo es a dos aguas y las vigas que conforman los pórticos son tijerales, que tienen la distribución de elementos tipo Pratt. Se considera un techo a dos aguas con una pendiente de 12.5° y como cubierta se usará planchas de techo TR-4. Se colocarán arriostres en los vanos centrales y extremos de la nave según las buenas prácticas.

Las conexiones de columnas-vigas serán a momento, mientras que la conexión de viga carrilera y columnas, será a corte por medio de una consola. Las columnas estarán conectadas a la cimentación mediante planchas base y si requiere pernos de anclaje.

La cimentación constará de zapatas aisladas, que se conectarán con la estructura mediante pedestales (columnas de concreto).

El tipo de acero que se usará en este proyecto será el ASTM A572Gr50, debido a que son aceros de alta resistencia, baja aleación y a diferencia de los aceros al carbono (A36, A53, A500, etc.) tienen mayor resistencia a la corrosión atmosférica.

A continuación, se presentan figuras de elevaciones, planta y distribución de elementos de la nave:

Figura 21:Estructuración de la nave industrial

Fuente: Propia

Figura 22: Elevación lateral de la nave

Fuente: Propia

Figura 23: Elevación frontal de la nave

Fuente: Propia

Figura 24: Vista en Planta del Techo de la Nave

Fuente: Propia

4.2.Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de los diferentes elementos de la estructura, se tomaron en cuenta las consideraciones optadas por los ingenieros Orihuela J. y Dávila R. (2016). Así como las consideraciones propuestas por el Ing. Gabriel Valencia Clement.

Al diseñador se recomienda realizar la elección de perfiles compactos debido a que estos alcanzan el momento plástico en las vigas, o el momento plástico reducido en compresión en barras flexo-comprimidas, y lo más importante es que estos desarrollan la ductilidad que se adopta en un diseño para estructuras sísmicas, en el diseño de una estructura frente al sismo se busca un comportamiento dúctil, también, las secciones compactas disipan la energía de una mejor manera que las otras. Todos estos temas se explican de forma desarrollada en el capítulo 6, análisis estructural.

No se pretende afirmar que las secciones no compactas no sean necesarias, pues puedes ser usadas cuando las solicitaciones han sido determinadas por un análisis elástico y las cargas en su mayoría sean estáticas.

El Ing. Diseñador tendrá que optar por las secciones óptimas para cada elemento estructuras de acuerdo a las consideraciones del proyecto y de la zona.

4.2.1. Predimensionamiento de Viga

Para realizar el predimensionamiento de viga optaremos por lo propuesto por el Ing. Gabriel Valencia Clement: Se suele dimensionar las vigas como sigue:

Tabla 15: Peralte de vigas

Edificio	Vigas en	d_{min}
Industrial	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento no flexibles	L/23
	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento flexibles	L/28
	Tramos de miembros que soportan pisos	L/18
	Tramos de miembros que soportan grúas móviles con capacidad: ≥ 25 Ton < 25 Ton	L/10 L/12
Otros	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/16
	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/20

Nota. La tabla presenta los valores del peralte estimados de las vigas. Adaptado de Lineamientos para el predimensionado de una estructura sismo resistente en acero, Valencia, G, 2016.

$$p = \frac{L}{23}$$

$$p = \frac{5}{23} = 0.22 \text{ m}$$

Por lo tanto, el peralte de las vigas laterales será de 0.22 m y el perfil seleccionado será W8x10.

4.2.2. Predimensionamiento de Viga Carrilera

Así mismo, para predimensionamiento de la viga carrilera optaremos por lo propuesto por el Ing. Gabriel Valencia Clement. Mencionado.

$$p = \frac{L}{12}$$

$$p = \frac{5}{12} = 0.42 \text{ m}$$

Como la longitud de los tramos de la viga carrilera es de 5 m, el peralte que se calcula según la tabla N°15 es de 42 cm. Tomando en cuenta las tablas del Manual del AISC, se opta por una viga W16X57.

4.2.3. Predimensionamiento de columnas

Las columnas se predimensionan sobre todo de acuerdo al metrado de cargas.

En este caso se cuenta con puente grúa en la nave de 10 toneladas de capacidad y las dimensiones de la columna dependerán de las dimensiones de la viga carrilera ya que se apoya directamente en la columna.

Según AISE Technical Report N°13 (revisar la norma) el alto de la sección de la columna se tomará como la sumatoria de la longitud de la base de la viga carrilera (18cm) más la distancia que debe existir entre los bordes de las secciones de la viga carrilera y la columna, esta longitud es reglamentaria y varía entre 6 in a 1 pie.

$$h_c = 18 + 9 * 2.54 = 41 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el perfil seleccionado para la columna es W16X31.

4.2.4. Predimensionamiento de arriostres

El predimensionamiento de los arriostres se realiza bajo la siguiente formula:

$$r_{min} = \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

r_{min} = radio de giro mínimo requerido-

K = factor de longitud efectiva (0.5)

L = longitud del arriostre

$$F_y = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E = 2100000 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces:

$$r_{min} = \frac{0.5 * 943.39}{4} \sqrt{\frac{2520}{2100000}} = 4.1 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el tipo de perfil seleccionado para los arriostres es el HSS 4x4x1/4

5. CAPÍTULO 5: METRADO DE CARGAS

5.1.Carga Muerta

5.1.1. Carga muerta en las correas de techo o viguetas

Las vigas de techo soportan las cargas provenientes de las viguetas (también llamadas correas de techo), y estas a su vez soportan las cargas de la cobertura.

Para poder seleccionar una adecuada cobertura de techo, se consideró las cargas (viento, viva) más desfavorables, que se describe en los siguientes capítulos:

- Carga de instalación (muerta) en techo: 13 kg/m^2
- Carga de viento: 28.13 kg/m^2
- Carga viva: 30 kg/m^2

Considerando la combinación más crítica por LFRD, se tiene:

$$W_u = 1.2D + 1.6L + 0.5W = 74 \text{ kg/m}^2$$

La cobertura que se considero fue la TR-4. Según la tabla brindada por el fabricante, esta soporta una carga distribuida de 173 kg/m^2 cuando esta doblemente apoyada a 2 m, las cuales son la separación de las correas de techo.

Por lo tanto, las correas de techo presentan las siguientes cargas:

- Peso de cobertura TR-4: 7.17 kg/m^2
- Peso de las instalaciones Eléctricas: 13 kg/m^2
- Total: 20.17 kg/m^2

Esta carga se transmitirá a las correas de techo y estas a su vez a las bridas superiores de la celosía, a través de cargas puntuales.

El ancho tributario por correa de techo es de 2m, por tanto, se tiene una carga distribuida de 40.34 kg/m , adicional a esta carga se debe incluir el peso propio de las correas de techo.

- Carga total en la correa de Techo: 40.34 kg/m
- Carga por vigas

$$D_V = 14.88 \text{ kg/m} \quad \text{W8x10}$$

-Carga por viga carrilera

$$D_{vc} = 84.83 \text{ kg/m} \quad \text{W16x57}$$

5.1.2. Carga muerta en las columnas

Las columnas soportan las cargas provenientes del cerramiento lateral. Se selecciona el mismo tipo de cobertura que se ha utilizado para el techo.

-Peso de la cobertura TR-4=7.17 Kg/m²

Esta carga se apoyará en las correas laterales, las cuales irán espaciadas cada 4m y estarán apoyadas en las columnas.

-Ancho tributario = 4 m

-Carga distribuida = 28.68 kg/m

A esta carga se aumenta el peso propio de la correa.

-Peso propio Correa HSS 3x3x1/4 = 13.11 kg/m

-Carga total en las correas de pared = 41.79 kg/m

Así mismo, se presenta las cargas muertas propias del peso de las columnas y del arriostre:

- Carga por columna

$$D_{col} = 46.13 \text{ kg/m} \quad \text{W16x31}$$

- Carga por arriostres

$$D_{arr} = 18.17 \text{ kg/m}$$

5.2.Carga Viva de Techo

La norma NTE.020 recomienda que la sobrecarga para techos livianos debe ser de 30 kg/m². Dicha carga influirá directamente en las correas de techo, las cuales la transmitirán a las bridas superiores de la celosía.

Las correas de techo están repartidas a lo largo de la brida superior con 2 metros de separación una de otra. El modelo matemático que representa a las correas se resume como una viga simplemente apoyada (como ya se mencionó en el caso de la carga muerta). Por tanto, para calcular las cargas transmitidas a las bridas superiores a través de cargas puntuales, se considera la siguiente distribución de anchos tributarios:

Tabla 16: Cargas vivas repartidas sobre viguetas

Correa o vigueta	Ancho tributario (m)	Carga repartida (kgf/m)
Viguetas extremas	1	30
Viguetas intermedias	2	60

Nota: la tabla muestra las cargas vivas repartidas sobre las viguetas. Fuente: Propio

5.3.Carga de Viento

La determinación de las cargas de viento en este tipo de estructuras es muy importante, ya que, el peso de naves industriales de acero es considerablemente menor en comparación a otros materiales. Por este motivo, pueden presentar derivas considerables por este tipo de fuerzas.

El metrado de cargas de viento de este trabajo, seguirá la metodología del libro “Diseño estructural en acero”, Zapata Baglieto Luis, 1997 pero ajustados con los coeficientes actuales de la norma peruana E.020, donde los parámetros usados son la velocidad de viento y la ubicación geográfica de la estructura. Perú, es un país que no presenta fuertes velocidades de viento, sin embargo, si el proyecto a diseñar se encuentra en zonas que presentan ciclones o ráfagas de viento significativos, se recomienda usar la norma ASCE 7-10.

La definición de cargas de viento se encuentra en la sección 2.3.1.3.1. Según el mapa eólico del Perú, mostrado en la misma sección, a una altura de 10 m, con un periodo de retorno de 50 años, en la zona de Lurín, la velocidad del viento alcanza una velocidad aproximada de 45 km/h. Sin embargo, la norma peruana E.020 indica que la velocidad mínima de diseño debe ser de 75km/h.

Datos:

$$V = 75 \frac{km}{h} \quad \text{velocidad del viento}$$

$$H_t = 10 \, m \quad \text{altura de la nave industrial}$$

$$V_h = 75 \frac{km}{h} \quad \text{Velocidad de diseño en altura}$$

5.3.1. Cargas de viento en el eje X

Figura 25: Isometría de la estructura y efecto del viento en el eje X

Figura: La figura muestra el efecto del viento en el eje X. Adaptado de: Diseño estructural en acero, Zapata Baglieto Luis, 1997.

En el siguiente cuadro se mostrará tanto los coeficientes de presión como las cargas que soporta cada parte de la estructura.

Tabla 17: Fuerzas de Presión producidas en las caras de la nave por el viento en el eje X

	C_{pe}	C_{pi}	C= C_{pe}-C_{pi}	P (kg/m²)
A	0.8	-0.3	1.1	30.94
B	-0.6	0.3	-0.9	-25.31
C	-0.7	0.3	-1	-28.13
D	-0.7	0.3	-1	-28.13
E	0.7	-0.3	1	28.13
F	-0.6	0.3	-0.9	-25.31

Nota: la tabla muestra las presiones de viento repartidas sobre las caras de la nave industrial producidas por los efectos del viento en el eje X. Fuente: Propio

5.3.2. Cargas de viento en el eje -X

Figura 26: Isometría de la estructura y efecto del viento en el eje -X

La figura muestra el efecto del viento en el eje -X. Adaptado de: Diseño estructural en acero, Zapata Baglieto Luis, 1997.

En el siguiente cuadro se mostrará tanto los coeficientes de presión como las cargas que soporta cada parte de la estructura.

Tabla 18: Fuerzas de Presión producidas en las caras de la nave por el viento en el eje -X

	C_{pe}	C_{pi}	C= C_{pe}-C_{pi}	P (kg/m²)
A	-0.6	0.3	-0.9	-25.31
B	0.8	-0.3	1.1	30.94
C	-0.7	0.3	-1	-28.13
D	-0.7	0.3	-1	-28.13
E	-0.6	0.3	-0.9	-25.31
F	0.7	-0.3	1	28.13

Nota: la tabla muestra las presiones de viento repartidas sobre las caras de la nave industrial producidas por los efectos del viento en el eje X. Fuente: Propio

5.3.3. Cargas de viento en el eje Y

Figura 27: Isometría de la estructura y efecto del viento en el eje Y

La figura muestra el efecto del viento en el eje Y. Adaptado de: Diseño estructural en acero, Zapata Baglietto Luis, 1997.

En el siguiente cuadro se mostrará tanto los coeficientes de presión como las cargas que soporta cada parte de la estructura.

Tabla 19: Fuerzas de Presión producidas en las caras de la nave por el viento en el eje Y

	C_{pe}	C_{pi}	C= C_{pe}-C_{pi}	P (kg/m²)
A	-0.7	0.3	-1	-28.13
B	-0.7	0.3	-1	-28.13
C	-0.6	0.3	-0.9	-25.31
D	0.8	-0.3	1.1	30.94
E	-0.7	0.3	-1	-28.13
F	-0.7	0.3	-1	-28.13

Nota: la tabla muestra las presiones de viento repartidas sobre las caras de la nave industrial producidas por los efectos del viento en el eje X. Fuente Propia.

5.3.4. Cargas de viento en el eje -Y

Figura 28: Isometría de la estructura y efecto del viento en el eje -Y

Figura: La figura muestra el efecto del viento en el eje -Y. Adaptado de: Diseño estructural en acero, Zapata Baglieto Luis, 1997.

En el siguiente cuadro se mostrará tanto los coeficientes de presión como las cargas que soporta cada parte de la estructura.

Tabla 20: Fuerzas de Presión producidas en las caras de la nave por el viento en el eje -Y

	C_{pe}	C_{pi}	C= C_{pe}-C_{pi}	P (kg/m²)
A	-0.7	0.3	-1	-28.13
B	-0.7	0.3	-1	-28.13
C	0.8	0.3	1.1	30.94
D	-0.6	0.3	-0.9	-25.31
E	-0.7	0.3	-1	-28.13
F	-0.7	0.3	-1	-28.13

Nota: la tabla muestra las presiones de viento repartidas sobre las caras de la nave industrial producidas por los efectos del viento en el eje Y. Fuente Propia.

A continuación, se presentan las fuerzas de barlovento (presión) y sotavento (succión) producidas por el efecto del viento en el eje X, eje más débil, pero dichas fuerzas no actúan individualmente para el diseño de los elementos, se debe analizar un efecto combinado de ellas.

Una combinación estaría formada por barlovento en un lado del techo a dos aguas, sotavento en el otro lado del techo a dos aguas y las fuerzas sobre las cubiertas laterales de la nave, ver figura 29.

$$w_a = w_1 + w_3 + w_4 + w_5$$

Figura 29: Efectos de las fuerzas de viento en la estructura

La figura muestra el efecto del viento en el eje -X. Fuente propia.

Otra combinación estaría formada por sotavento en ambos lados del techo a dos aguas y las fuerzas laterales, ver figura 30.

$$w_b = w_2 + w_3 + w_4 + w_5$$

Figura 30: Efectos de las fuerzas de viento en la estructura

La figura muestra el efecto del viento en el eje -X. Fuente propia.

Otra combinación estaría formada fuerzas laterales, ver figura 31:

$$w_c = w_4 + w_5$$

Figura 31:Efectos de las fuerzas de viento en la estructura

La figura muestra el efecto del viento en el eje -X. Fuente propia.

Como la nave que se desarrolla en este ejemplo es simétrica, si se aplican las fuerzas hacia el lado contrario, se tendrá como resultado los mismos valores. Sin embargo, se debe realizar el mismo análisis en todas las direcciones posibles para obtener el resultado más desfavorable según las diferentes combinaciones

Este efecto combinado de las cargas de viento serán las usadas para las diferentes combinaciones de cargas mayoradas que nos indica la norma AISC y también serán aplicadas en el modelo del trabajo.

5.4. Carga de Izaje

5.4.1. Clasificación del Puente Grúa

a. Clasificación según CMAA

El CMAA (Crane Manufacturers Association of America) es la asociación de fabricantes de grúas de América y clasifica las grúas de acuerdo a su ciclo de servicio.

Determinación del Ciclo de Servicio del Puente Grúa

Tabla 21: Clasificación CMAA de grúas.

Servicio no Frecuente o Stand By	A	Velocidades lentas con altos periodos de inactividad. No más de dos levantes al mes a plena capacidad.
Servicio Liviano	B	Instalaciones donde los requisitos de servicio son ligeros y la velocidad es lenta, de 2 a 5 levantes por hora sin carga y ocasionalmente a carga plena.
Servicio Moderado	C	De 5 a 10 levantes por hora con carga del 50% de la capacidad nominal.
Servicio Pesado	D	De 10 a 20 elevaciones por hora con carga aproximada al 50% (regularmente) pero no más del 65% de la capacidad nominal de la grúa.
Servicio Severo	E	De 20 a más elevaciones por hora a la capacidad nominal o cerca de esta.
Servicio Continuo Severo	F	La grúa debe ser capaz de manejar cargas que se aproximen a su capacidad nominal continuamente durante toda su vida útil.

Nota. La tabla presenta la clasificación de grúas según el ciclo de servicio. Adaptado de “Buyer’s Guide Top Running & Under Running Single Girder Electric Traveling Cranes Utilizing Under Running Trolley Hoist”, CMAA, 2008.

El puente grúa de nuestro caso se clasifica como C, ya que se planteó un servicio orientado a manufactura general, talleres o almacenes.

5.4.2. Datos del Puente Grúa

Según los datos presentados en el ítem 2.2.2, los datos del puente grúa son los siguientes:

Figura 32: Dimensiones del puente grúa.

Figura: En la imagen se puede apreciar la ficha técnica que contiene las dimensiones y características del puente grúa. Adaptado de “Puentes grúa ABUS”, ABUS GRÚAS.

Tabla 22: Características de puente grúa

PESO VIGA PRINCIPAL Y PESO CARRO MOVIL	6.2 tonf
CAPACIDAD MAXIMA	10 tonf
NUMERO DE RUEDAS	4

Nota. En la tabla se puede apreciar las características del puente grúa.

Fuente: Propia

El modelo matemático de la viga carrilera se resume a una viga simplemente apoyada y las cargas producidas por el puente grúa se transmiten por medio de las ruedas, generando las cargas mínimas y máximas.

Según la ficha técnica del modelo de puente grúa anteriormente planteado se cuenta con las reacciones que genera el puente grúa por rueda para una luz de 20 metros:

Tabla 23: Dimensiones del puente grúa y reacciones de rueda

S ²⁰	K3	C3	L1	L2	Z min	H max ²⁰	R	LK	Carga rueda kN	
m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	R max	R min
5	560	560	1210	990	150	10000	1900	1205	45.2	13.5
10	560	560	1210	990	170	10000	1900	1220	52.8	10.6
15	760	560	1210	990	170	10000	2200	1395	57.5	11.9
18	860	610	1210	990	170	10000	2700	1645	60.8	14.0
20	1060	610	1210	990	170	10000	3200	1895	63.4	16.1
22	1060	610	1210	990	170	10000	3200	1895	64.8	17.0
24	1060	610	1210	990	180	10000	3800	2215	69.9	21.6

Nota. En la tabla se puede apreciar las dimensiones y características del puente grúa.

Adaptado de “Puentes grúa ABUS”, ABUS GRÚAS.

Por tanto, las reacciones por rueda:

$$R_{max} = 6.5 \text{ tonf}$$

$$R_{min} = 1.6 \text{ tonf}$$

Sin embargo, no todas las empresas presentan dicha información en sus fichas técnicas. Por tal motivo se procederá a describir el proceso del cálculo de dichas reacciones.

Figura 33: Modelo matemático del puente grúa

Modelo matemático puente grúa. Fuente propia.

$$R_1 = P * \frac{B}{L}$$

$$R_2 = P * \frac{A}{L}$$

Donde:

L: luz mayor de la viga carrilera

R₁: Reacción 1

R₂: Reacción 2

A: distancia mínima del gancho del puente grúa al eje de la viga carrilera.

Figura 34: Transmisión de cargas de la grúa por rueda a la viga carrilera

Modelo matemático puente grúa. Fuente propia.

Se procede a calcular las reacciones máximas generadas por el peso del puente grúa, el peso del carro y la carga nominal máxima, y sumarlas para obtener una reacción por rueda máxima y mínima total.

5.4.2.1.Fuerza Vertical

Como figura en el capítulo de marco teórico, la fuerza vertical es el resultado de la incrementación de las cargas máximas de rueda por el factor de 0.25 para grúas monorrail.

$$F_{Vertical} = 1.25 * 6.5$$

$$F_{Vertical} = 8.13 \text{ tonf}$$

5.4.2.2.Fuerza Lateral

Como se explicó en el marco teórico, la fuerza lateral sobre las vigas carrileras de la grúa se calcularán como el 20% de la suma de la capacidad nominal de la grúa y el peso del carro (en este caso la diferencia de magnitudes nos lleva a despreciar el peso del carro).

$$F_{Lateral} = 0.2 * (10 \text{ tonf})$$

$$F_{Lateral} = 2 \text{ tonf}$$

5.4.2.3.Fuerza Longitudinal

La fuerza longitudinal en las vigas de la grúa se calcula como el 10% de la carga máxima de la rueda de la grúa.

$$F_{Longitudinal} = 0.1 * 6.5$$

$$F_{Longitudinal} = 0.65 \text{ tonf}$$

5.4.3. Cargas de izaje transmitidas de la viga carrilera a la nave

Los modelos matemáticos que pueden representar a la viga carrilera son: una viga simplemente apoyada o una viga continuamente apoyada.

La elección del modelo a usar dependerá en plenitud a la consideración del diseñador. La Guía de Diseño N° 7 del AISC, pag. 60-6.1, nos presenta algunas ventajas de usar el modelo de viga continua, las cuales son:

- a) La continuidad del elemento a menudo reduce las deflexiones
- b) Reduce las rotaciones y los movimientos del elemento
- c) Da como resultado formas más livianas y un ahorro en el costo del acero

La Guía de Diseño N° 7 del AISC, pag.61, muestra los resultados de varios diseños de viga carrilera para tramos de 3 a 9 m. Los diseños de acero se hicieron para una grúa de 4 ruedas, 10 ton, con un puente grúa de 21 m para condiciones de viga continua (dos luces) versus condiciones de vigas simples. “Se concluyó, que el uso de vigas continuas de dos tramos podría ahorrar aproximadamente un 18% en peso sobre las vigas simplemente apoyadas”.

Además, en cuanto al proceso constructivo es más sencillo colocar una viga continua de 30 m que 6 vigas de 5 metros, porque resulta un ahorro de tiempo y

mano de obra. Así mismo, representa una reducción en la cantidad de conexiones a realizar.

Figura 35: Idealización viga carrilera para transmisión de cargas

Fuente: Propia.

Asimismo, debido a que existe una excentricidad entre el eje de la viga carrilera y el eje de la columna, la carga de la viga carrilera se transmitirá por medio de un momento flector hacia la columna. Para nuestro modelo se tendrá una excentricidad de 30 cm.

Figura 36: Excentricidad entre los ejes de la Viga carrilera y columna

Fuente: Propia

Figura 37: Transmisión de Cargas a las columnas debido al puente grúa.

Fuente: Propia

La norma MBMA 2012, indica que se deberá analizar todos los casos respecto a todas las posiciones del puente grúa, resaltando las posiciones más críticas en la nave.

Casos:

- Carga vertical del puente grúa: CV
- Carga horizontal del puente grúa: CH

Figura 38: Estado de carga puente grúa

Fuente propia.

Como se muestra en la figura 32, cuando el carro se encuentra muy cerca al borde del pórtico, es la posición de la carga de izaje en la que se producen una mayor transmisión de fuerza a las columnas y vigas carrileras. Para analizar en qué posición la viga carrilera tiene mayores esfuerzos, se realizó un análisis iterativo de todas sus posiciones posibles. A continuación, se muestra los dos casos más desfavorables.

a) caso 1

Figura 39: Posición del puente grúa para el caso 1

Fuente: Propia.

Tabla 24: fuerzas axiales y momentos transmitidos de la viga carrilera a la columna, caso 1

LADO DE RUEDA MAX		
eje	Reaccion Col.(kgf)	Momento (Kgf.m)
1-A	1207.98	362.39
2-A	13583.73	4075.12
3-A	1793.30	537.99
4-A	-405.73	-121.72
5-A	100.50	30.15
6-A	-23.53	-7.06
7-A	3.75	1.13

b) caso 2

Figura 40: Posición del puente grúa para el caso 2

Fuente: Propia.

Tabla 25: fuerzas axiales y momentos transmitidos de la viga carrilera a la columna, caso 1

LADO DE RUEDA MAX		
eje	Reaccion Col.(kgf)	Momento (Kgf.m)
1-A	7194.63	2158.39
2-A	10233.25	3069.98
3-A	-1458.18	-437.45
4-A	362.40	108.72
5-A	-89.76	-26.93
6-A	21.02	6.31
7-A	-3.35	-1.01

5.4.4. Combinaciones de Carga

Como ya se mencionó anteriormente, el Perú no cuenta con códigos de análisis y diseño de estructuras industriales, por tanto, se utilizarán las condiciones propuestas por las normas americanas.

La Guía de Estructuras Industriales con grúas del AISC (Steel Design Guide N°7) contiene información sobre cómo realizar las combinaciones de las cargas del puente grúa sobre todo relacionadas con la posición y la cantidad de grúas cargadas a la vez, lo cual tiene mayor incidencia cuando se cuenta con más de una grúa. Dicha información, incluye las disposiciones para el diseño de elementos sujetos a grúas elevadoras, el cual deberá basarse en cualquiera de los siguientes casos:

○ Caso 1.

Este caso se aplica en naves industriales que cuentan con un solo puente grúa. Las combinaciones de carga se aplican a miembros diseñado para cargas repetidas, incluyendo impacto vertical completo, efectos excéntricos y el 50% del empuje lateral.

○ Caso 2.

Todas las cargas muertas y vivas, incluidas las cargas vivas del techo, más el empuje lateral máximo de una grúa o más de una grúa si las condiciones específicas lo justifican, tracción longitudinal de una grúa, más todos los efectos excéntricos y una de las siguientes cargas verticales:

- Carga vertical desde una grúa incluyendo impacto total.

- Carga vertical inducida por tantas grúas como sea posible posicionado para afectar al miembro bajo consideración, sin incluir el impacto.

Este caso se aplica a todas las clases de construcción de edificios.

○ Caso 3.

Todas las cargas muertas y vivas, incluido el impacto de una grúa más uno de los siguientes:

1. Viento completo sin empuje lateral, pero con una grúa posicionada para efectos de carga vertical máxima.
2. El cincuenta por ciento de la carga de viento total con máximo empuje y efectos de carga vertical de una grúa.
3. Viento completo sin carga viva o carga de grúa.
4. Impacto del parachoques al final de la pista desde una grúa.
5. Efectos sísmicos resultantes de cargas muertas de todas las grúas estacionadas en cada pasillo posicionadas para máximo efectos sísmicos.

Este caso se aplica a todas las clases de construcción de edificios.

Cabe mencionar que gran parte de este análisis se basa en el juicio experto de cada ingeniero encargado del diseño y de los criterios específicos solicitados por el propietario.

Para los efectos de nuestro caso práctico se procede a elegir el caso 2.

La combinación elegida será:

$$\text{COMBINACION: } CH + CV + CV_{viva} + CM_{muerta}$$

Donde:

$$CH = F_{\text{impacto lateral}} + F_{\text{impacto longitudinal}}$$

$$CV = F_{\text{impacto vertical}}$$

5.4.5. Cargas sísmicas

Según la guía N° 7 de la norma AISC (estructuras industriales con grúas), es importante considerar el peso propio de la viga carrilera, el peso propio de la

grúa y la posición más crítica en un análisis sísmico y se puede despreciar la carga de izaje.

Sin embargo, según la norma chilena NCh 2369, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, (2014): “en grúas de operación pesada y continua con la carga máxima, como son las de fundiciones metalúrgicas, se recomienda usar dicha carga al nivel mas alto en el análisis sísmico. Esta recomendación esta basada en el análisis dinámico de más de 600 casos, hecho en Chile” (p.202).

Para ello, se procede a crear un modelo matemático de una viga simplemente apoyada y se asignan las siguientes fuerzas

- Peso propio del riel: 50 kgf/m
- Carga puntual por rueda del puente grúa (correspondiente al peso propio):

$$R_{\text{peso propio por rueda}} = 1.55 \text{ tonf}$$

a) Caso 1:

Figura 41: Reacciones generadas por puente grúa, caso 1

Fuente: Propia.

Tabla 26: Reacciones de la columna por puente grúa, caso 1

eje	Reaccion Col.(kgf)	Momento (Kgf.m)
1-A	297.17	-89.15
2-A	3341.63	-1002.49
3-A	441.16	-132.35
4-A	-99.81	29.94
5-A	24.72	-7.42
6-A	-5.79	1.74
7-A	0.92	-0.28

Nota. La tabla presenta los valores de las reacciones axiales y de momento para ser usadas en el análisis sísmico, generadas por el puente grúa. Fuente propia.

b) Caso 2:

Figura 42: Reacciones generadas por puente grúa, caso 2

Fuente: Propia.

Tabla 27: Momentos y Reacciones en el Caso 2

eje	Reaccion Col.(kgf)	Momento (Kgf.m)
1-A	1769.9	-531
2-A	2517.4	-755
3-A	-358.72	108
4-A	89.15	-27
5-A	-22.08	7
6-A	5.17	-2
7-A	-0.82	0

Nota. La tabla presenta los valores de las reacciones sísmicas generadas por el puente grúa y los momentos generados por excentricidad de ejes de viga carrilera y columna. Fuente propia.

Por lo tanto, la posición más crítica se da cuando la viga principal se encuentra en el caso “1”, y con esta información se procede a colocar las fuerzas del riel y la reacción por rueda del peso propio al modelo para proceder con el análisis.

6. CAPITULO 6: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Buenas prácticas:

- La cuantía aceptable para naves industriales con puente grúa, recomendada por expertos, oscila entre $35\text{-}50\text{ kg/m}^2$.
- En el modelo se debe procurar que los arriostres trabajen aisladamente de las correas, ya que son elementos que se encargan de recibir exclusivamente fuerzas laterales (sismo y viento).

- Las fuerzas de viento se pueden aplicar en las columnas o en las correas, sin embargo, se debe tener en cuenta que dicha carga se considera como carga repartida a las correas o como cargas puntuales a las columnas.

El Perú, se encuentra en el “cinturón de fuego del pacífico”; es decir se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica. También, se ha realizado investigaciones y la ocurrencia de un sismo es entre 300 a 400 años.

Frente a la realidad descrita anteriormente, la probabilidad de ocurrencia de un sismo en la vida útil de la estructura es mínima, por ello, las estructuras se diseñan de una manera en la que brinde seguridad a los usuarios, pero siempre contralando el margen económico. En ese sentido, las estructuras se diseñan sísmicamente para tener un comportamiento dúctil; es decir, que la estructura presente desplazamientos, daños de esta manera disipan la energía sísmica por medio de la deformación plástica, pero sin llegar al punto de colapso.

En este sentido si se requiere que la estructura sea dúctil se recomienda usar también perfiles dúctiles (compactos), y en función si se requiere elementos con moderada ductilidad o con alta ductilidad el AISC 341-16, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” en la tabla D1.1. brinda los parámetros para identificarlos según la relación ancho-espesor de los elementos.

Para hallar las cargas de sismo y a la vez poder verificar las derivas es necesario hallar los coeficientes sísmicos. De la misma forma, el sistema estructural para la dirección en X resulta ser OMF y para la dirección Y resulta ser OCBF. Por lo tanto, ambas direcciones cuentan con las siguientes características sísmicas:

$Z = 0.45$	Zonificación
$U = 1$	Factor de uso
$S = 1$	Factor de suelo
$T_p = 0.6$	
$T_L = 2.0$	
$T = 0.2222$	Periodo de la estructura
$C = 2.5$	Coficiente de amplificación sísmica

$R_x = 4$	Coeficiente básico de reducción (OMF)
$R_y = 4$	Coeficiente básico de reducción (OCBF)
$C_x = 0.196875$	Coeficiente sísmico en x
$C_y = 0.196875$	Coeficiente sísmico en y
$P = 24000 \text{ kg}$	Peso de la estructura

La fuerza cortante basal se distribuirá para cada pórtico, absorbiendo así la fuerza sísmica en cada dirección.

6.1. Análisis Estático

6.1.1. Análisis de Viento

Se analiza las derivas producidas por las cargas de Viento tanto en el eje X como en Y, debido a que, en estructuras de acero al no tener un gran peso, las fuerzas de viento generan una considerable cantidad de desplazamiento en la estructura. Se mostrará los resultados de las derivas en el eje X, ya que, se puede apreciar que es el eje débil. Para realizar las verificaciones nos basamos y comparamos con la tabla N°11 de la norma E.030.

6.1.1.1. Control de derivas en el eje “X”

Como se mencionó anteriormente se realiza la verificación de derivas.

Figura 43:Desplazamientos producidos por la fuerza de viento en X

Fuente Propia.

Tabla 28:Derivas producidos por el efecto del viento en el eje "X"

Eje	Nodo	H (cm)	Desp. (cm)	R	$\frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})R}{H}$	Límite	Verificación
1-1	283	800	1.2749	4	0.0064	0.01	¡CUMPLE!
1-1	281	800	1.4232	4	0.0071	0.01	¡CUMPLE!
7-7	19	800	1.4176	4	0.0071	0.01	¡CUMPLE!
7-7	436	800	1.4232	4	0.0071	0.01	¡CUMPLE!
4-4	217	800	1.85	4	0.0093	0.01	¡CUMPLE!

Nota. La tabla presenta la verificación de los desplazamientos según la normal E0.30, producidos por el viento en "X". Fuente propia.

6.2. Análisis Dinámico

Según lo expuesto en el marco teórico, la pseudo aceleración se halla de la siguiente forma:

$$S_a = \frac{ZUS}{R} * C$$

Tabla 29:Factores para el análisis sísmico

Z	0.45
U	1
S	1.0
R	4

Nota. La tabla presenta los factores para el análisis sísmico. Fuente propia.

Tabla 30: Espectro de Respuesta

T	C	ZUS/R	Sa
0	2.5	0.07875	0.196875
0.1	2.5	0.07875	0.196875
0.2	2.5	0.07875	0.196875
0.3	2.5	0.07875	0.196875
0.4	2.5	0.07875	0.196875
0.5	2.5	0.07875	0.196875
0.6	2.5	0.07875	0.196875
0.7	2.142857	0.07875	0.16875
0.8	1.875	0.07875	0.147656
0.9	1.666667	0.07875	0.13125
1	1.5	0.07875	0.118125
1.1	1.363636	0.07875	0.107386
1.2	1.25	0.07875	0.098438
1.3	1.153846	0.07875	0.090865
1.4	1.071429	0.07875	0.084375
1.5	1	0.07875	0.07875
1.6	0.9375	0.07875	0.073828
1.7	0.882353	0.07875	0.069485
1.8	0.833333	0.07875	0.065625
1.9	0.789474	0.07875	0.062171
2	0.75	0.07875	0.059063
2.1	0.680272	0.07875	0.053571
2.2	0.619835	0.07875	0.048812
2.3	0.567108	0.07875	0.04466
2.4	0.520833	0.07875	0.041016
2.5	0.48	0.07875	0.0378
2.6	0.443787	0.07875	0.034948
2.7	0.411523	0.07875	0.032407
2.8	0.382653	0.07875	0.030134
2.9	0.356718	0.07875	0.028092
3	0.333333	0.07875	0.02625
3.1	0.312175	0.07875	0.024584
3.2	0.292969	0.07875	0.023071
3.3	0.275482	0.07875	0.021694
3.4	0.259516	0.07875	0.020437
3.5	0.244898	0.07875	0.019286
3.6	0.231481	0.07875	0.018229
3.7	0.219138	0.07875	0.017257
3.8	0.207756	0.07875	0.016361

Nota. La tabla presenta los valores para el espectro de respuesta. Fuente propia.

Figura 44: Espectro de diseño para X-Y

Figura: La figura muestra la gráfica de C vs T. Fuente propia.

6.2.2. Fuerza Cortante

Las fuerzas cortantes producidas por el sismo dinámico que fueron obtenidas por el programa SAP2000 son las siguientes:

Tabla 31:Fuerzas cortantes en el eje "X" y "Y"

Dirección del Sismo	Cortante (Kgf)
Sismo X	6484
Sismo Y	6992

Nota. La tabla presenta los valores de las fuerzas cortantes en X y Y. Fuente propia.

6.2.3. Factor de Amplificación

El factor de amplificación se halla realizando la comparación de las fuerzas cortantes del análisis estático y dinámico, pues la Norma E.030 indica que la cortante dinámica por ningún motivo será inferior en magnitud al 90% de la fuerza cortante estática.

Tabla 32:Factor de amplificación para el eje X y Y

Dirección de análisis	Vdin (kgf)	0.9*Vest (kgf)	Factor de amplificación
X	6484	8106	1.25
Y	6992	8106	1.16

Nota. La tabla presenta los valores de los factores de amplificación para los ejes X e Y.

6.2.4. Modos de Vibración

Mediante el programa Sap2000 se obtiene la siguiente tabla de los 10 primeros modos de vibración

Tabla 33: Modos de vibración de la estructura

CASO	Modo de vibrar	Periodo (s)	participación de masa UX (%)	participación de masa UY (%)
MODAL	1	0.6983	63.2	0
MODAL	2	0.6619	75.2	0
MODAL	3	0.6336	92.5	0
MODAL	4	0.2892	92.5	39.3
MODAL	5	0.2384	92.5	39.3
MODAL	6	0.2359	92.5	39.3
MODAL	7	0.2282	92.5	39.3
MODAL	8	0.2243	92.5	39.3
MODAL	9	0.2236	92.5	39.3
MODAL	10	0.2154	92.5	39.3

Nota. La tabla presenta los valores para los modos de vibración. Fuente propia.

6.2.5. Control de Derivas

6.2.5.1. Derivas por el sismo en la dirección X

Figura 45: Desplazamientos producidos por sismo dinámico en X

Fuente Propia.

Tabla 34: Derivas producidos por sismo en X

Eje	Nodo	H (cm)	Desp. (cm)	R	$\frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})R}{H}$	Límite	Verificación
1-1	283	800	1.686	4	0.0095	0.01	¡CUMPLE!
1-1	281	800	1.686	4	0.0095	0.01	¡CUMPLE!
7-7	19	800	1.0972	4	0.0062	0.01	¡CUMPLE!
7-7	436	800	1.1037	4	0.0062	0.01	¡CUMPLE!
4-4	217	800	1.5976	4	0.0090	0.01	¡CUMPLE!

Nota. La tabla presenta la verificación de los desplazamientos según la normal E0.30, producidos por el sismo en “X”. Fuente propia.

6.2.5.2. Derivas por sismo en la dirección Y

Figura 46:Desplazamientos producidos por sismo dinámico en Y

Fuente Propia.

Tabla 35: Derivas producidos por sismo en Y

Eje	Nodo	H (cm)	Desp. (cm)	R	$\frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})R}{H}$	Límite	Verificación
1-1	283	800	0.0565	4.5	0.0003	0.01	¡CUMPLE!
1-1	281	800	0.0565	4.5	0.0003	0.01	¡CUMPLE!
7-7	19	800	0.0561	4.5	0.0003	0.01	¡CUMPLE!
7-7	436	800	0.0593	4.5	0.0003	0.01	¡CUMPLE!

Nota. La tabla presenta la verificación de los desplazamientos según la normal E0.30, producidos por el sismo en “Y”.

Fuente propia.

7. CAPITULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo, se diseñarán elementos laminados, es decir, aquellos elementos que se encuentran considerados en el manual AISC, donde se muestran las características geométricas de cada una. No obstante, esta guía puede considerarse también para el diseño de elementos soldados debido a que el procedimiento de diseño es el mismo con la única variación de que al ser soldados, el diseñador tendrá que hallar las características geométricas tales como: los radios de giro, los espesores, la Inercia, el momento plástico, etc.

La elección dependerá en su totalidad del criterio del diseñador en base a las necesidades del proyecto. Es decir, si la cantidad de acero necesaria para realizar el proyecto no es de gran magnitud y/o los elementos estructurales seleccionados no se producen de forma laminada en el país, sería más factible realizar y/o fabricar dichos elementos de manera soldada. Así mismo, si según el diseño se tiene una cierta dimensión del elemento estructural y no hay elemento laminado que cumpla con dichas dimensiones sería factible el realizarlo de manera soldada.

7.1. Diseño de Viga Trabe

Se procederá con el diseño de las vigas que conectan los pórticos, cabe recalcar que todas las vigas tienen las mismas características geométricas.

Figura 47: Elección de viga trabe a diseñar

Fuente Propia.

Según el predimensionamiento:

Tabla 36: Características generales de la viga trabe

Sección:	W8X10	
Módulo de elasticidad (E)	29000	ksi
Esfuerzo de fluencia(Fy)	50	ksi
Factor de reducción (ϕ)	0.9	

Nota. La tabla presenta las características generales de la viga trabe según su predimensionamiento". Fuente propia.

Tabla 37:Datos geométricos de la Viga Trabe

Datos Geométricos obtenido de Manual AISC					
peralte (d)	7.89	in	módulo elástico "y" (Sy)	1.06	in ³
ancho de ala (bf)	3.94	in	módulo elástico "x" (Sx)	7.81	in ³
espesor de ala (tf)	0.205	in	módulo plástico en "y"(Zy)	1.66	in ⁴
altura de alma (h)	7.69	in	módulo plástico en "x"(Zx)	8.87	in ⁴
espesor de alma(tw)	0.455	in	altura de alma (ho)	7.69	in
área(A)	2.96	in ²	constante de deformación (Cw)	30.9	in ⁶
Inercia en "y" (Iy)	2.09	in ⁴	constante torsional (J)	0.0426	in ⁴
Inercia en "x" (Ix)	30.8	in ⁴	radio de giro efectivo (rts)	1.01	in
radio de giro en "y" (ry)	0.841	in	b/2t	9.61	
radio de giro en "x"(rx)	3.22	in	h/tw	40.5	
Constante de corte(c)	1		longitud no arriostrada(Lb)	196.85	in

Nota. La tabla presenta los valores geométricos de la viga trabe, obtenidos del manual AISC".

Fuente propia.

Para calcular los máximos esfuerzos, se procedió a verificar cada combinación con la ayuda del programa SAP2000:

Como se mencionó en la sección 5.3.4 las combinaciones de fuerzas de viento están definidas por las nomenclaturas Wa, Wb, Wc

Tabla 38:Cargas últimas de cortante y momento en la viga trabe

CASO	V2 (kgf)	M3 (kgf.m)
1.4CM	56.18	58.97
CM+CV	73.62	121.97
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	107.45	187.73
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	57.6	77.06
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	60.76	77.43

1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	64.95	84.25
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	63.22	85.82
1.2CM+1.0SYY+0.5CV	181.7	349.22
MAX	107.45	187.73

Nota. La tabla presenta los valores para los cortantes y momentos últimos por las diferentes combinaciones. Fuente propia.

Figura 48: fuerzas internas de la viga trabe obtenidos del SAP200, cortante y momento

Fuente Propia.

7.1.1. Diseño por flexión

Según las disposiciones de la norma que se encuentran en el marco teórico de este trabajo, sección 2.4.4.

Clasificación de la sección:

- Ala

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{b}{2t} = 9.61$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7 de este trabajo:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$$

$$\lambda_p = 1 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.08$$

Por tanto:

$$\lambda_p < \frac{b}{2t} < \lambda_r$$

SECCION NO COMPACTA

Alma

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{h}{t_w} = 40.50$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55$$

$$\lambda_p = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.27$$

Por tanto:

$$\frac{h}{t} < \lambda_p < \lambda_r$$

SECCION COMPACTA

Por último, como existe un elemento de la sección que no es compacta se concluye que la sección W8X10 ES NO COMPACTA.

Diseño por Pandeo Lateral-Torsional

Según las disposiciones de la norma que se encuentran en el marco teórico de este trabajo, sección 2.4.4.2. Se necesita verificar en que caso se encuentra. Para ello se halla lo siguiente:

$$L_b = 500 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 0.841 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 89.12 \text{ cm} \quad (\text{F2.4.4.2.-5})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2.4.4.2.-4})$$

$$L_r = 1.95 * 1.01 * \frac{29000}{0.7*50} \sqrt{\frac{0.0426*1}{7.81*7.69} + \sqrt{\left(\frac{0.0426*1}{7.81*7.69}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7*50}{29000}\right)^2}} = 259.73 \text{ cm}$$

$$L_p < L_r < L_b$$

¡CASO A!

Por lo tanto, el Pandeo lateral-torsional no se aplica.

Diseño por Pandeo Local Ala en Compresión

Según las disposiciones de la norma que se encuentran en el marco teórico de este trabajo, sección 2.4.4.3. El ala es una sección No compacta por ello se abarca la siguiente formula.

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{F 2.4.4.3.-1})$$

$$M_n = \left[443.50 - (443.50 - 0.7 * 50 * 7.81) \left(\frac{9.61 - 9.15}{24.08 - 9.15} \right) \right]$$

$$M_n = 438.28 \text{ ksi} - in = 5.57 \text{ ton} - m$$

Por último, se debe elegir el mínimo valor entre el pandeo torsional y pandeo local ala en compresión:

$$M_n = 5570 \text{ kgf.m}$$

$$\phi M_n = 5013 \text{ kgf.m}$$

$$M_u = 187.73 \text{ gf.m}$$

Según el método LRFD:

$$\phi M_n > M_u$$

Por tanto, la sección satisface el momento requerido.

7.1.2. Diseño por corte

Para el diseño por corte recurrir al capítulo 2.4.5. del marco teórico.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{F 2.4.5.-1})$$

En primer lugar, se procede a hallar el coeficiente de corte de alma C_v , según el marco teórico el valor de h/t nos condiciona la fórmula:

$$\frac{h}{t} = 40.5$$

El coeficiente de pandeo por corte del alma para almas sin atiesadores como es nuestro caso:

$$k_v = 5$$

Entonces:

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.10 * \sqrt{\frac{5 * 29000}{50}} = 59.24$$

$$1.37 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.37 * \sqrt{\frac{5 * 29000}{50}} = 73.78$$

$$\frac{h}{t} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

$$40.5 < 59.24$$

Por tanto:

$$C_v = 1$$

$$A_w = h * t_w = 7.69 * 0.455 = 3.50 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 * 50 * 3.50 * 1 = 105 \text{ ki9} = 47.63 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 47.63 = 42.87 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

¡CUMPLE!

Por lo tanto, la sección W8X10 cumple con todos los requisitos de diseño, y será la sección de la viga trabe final.

7.2. Diseño de columna

Se realizará el diseño de las columnas, cabe mencionar que todas las columnas soportan la viga carrilera. Por lo tanto, presentan las mismas secciones.

Figura 49: Elección de columna a diseñar

Fuente Propia.

Tabla 39: Características generales de la columna

Sección:	W16x31	
módulo de elasticidad (E)	29000	ksi
esfuerzo de fluencia (Fy)	50	ksi
Esfuerzo de ruptura (Fu)	65	ksi
factor de reducción (Φ)	0.9	

Nota. La tabla presenta las características generales de la columna según su predimensionamiento". Fuente propia.

Tabla 40: Datos geométricos de la columna

Datos Geométricos obtenido de Manual AISC					
peralte (d)	15.9	in	módulo elástico "y" (Sy)	4.49	in ³
ancho de ala (bf)	5.53	in	módulo de elástico "x" (Sx)	47.2	in ³
espesor de ala (tf)	0.44	in	módulo plástico en "y" (Zy)	7.03	in ⁴
altura de alma (h)	15.5	in	módulo plástico en "x" (Zx)	54	in ⁴
espesor de alma (tw)	0.275	in	altura de alma (ho)	15.5	in
área (A)	9.13	in ²	constante de deformación (Cw)	739	in ⁶
Inercia en "y" (Iy)	12.4	in ⁴	constante torsional (J)	0.461	in ⁴
Inercia en "x" (Ix)	375	in ⁴	radio de giro efectivo (rts)	1.42	in
radio de giro en "y" (ry)	1.17	in	b/2t	6.28	
radio de giro en "x" (rx)	6.41	in	h/tw	51.6	
Constante de corte (c)	1		longitud no arriostrada (Lb)	157.48	in

Nota. La tabla presenta los valores geométricos de la columna W16x36, obtenidos del manual AISC". Fuente propia.

Con la ayuda del programa SAP 2000, se calculó las diferentes combinaciones de cargas. Así mismo, para el diseño se escogió el máximo de las cargas ultimas.

Tabla 41: Cargas últimas de cortante y momento en la columna

CASO	P (kgf)	V2 (kgf)	M3 (kgf.m)
1.4CM	3889.8	367.32	1905.54
CM+CV	12921.44	2819.22	10728.43
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	18609.7	4244.59	16418.27
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	9358.85	1754.49	6332.82
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	8655.54	1533.6	3295.13
1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	7331.76	1619.48	2807.36
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	8071.69	2157.3	8932.5
1.2CM+1.0SYY+0.5CV	8869.74	1545.44	5743.96
MAX	18609.7	4244.59	16418.27

Nota. La tabla presenta los valores para las fuerzas axiales, cortantes y momentos últimos por las diferentes combinaciones. Fuente propia.

Figura 50: Fuerzas internas de la columna obtenida del SAP2000: axial cortante y momento.

Fuente propia.

7.2.1. Diseño a compresión

Se usará la fórmula:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (F 2.4.3.3-1)$$

Clasificación de la sección

-Ala

La relación ancho espesor extraída del manual AISC

$$\frac{b}{2t} = 6.28$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7 de este trabajo:

$$\lambda_p = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.5$$

$$\frac{b}{2t} < \lambda_p$$

¡NO ESBELTA!

-Alma

Se realiza el mismo procedimiento que el ala:

$$\frac{h}{t_w} = 51.6$$

$$\lambda_p = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.9$$

$$\lambda_p < \frac{h}{t_w}$$

¡ESBELTA!

Por tanto:

¡SECCIÓN ESBELTA!

Pandeo por flexión

La finalidad es hallar F_e (la tensión crítica de pandeo elástico).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{\left(\frac{1 * 157.48}{1.17}\right)^2} = 15.79 \text{ ksi} \quad (\text{F 2.4.3.3} - 4)$$

Pandeo por torsion

La finalidad es hallar F_e (la tensión critica de pandeo elástico).

Como la sección es simétrica en ambos ejes se ejecuta la siguiente ecuación:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{F 2.4.3.4} - 4)$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 29000 * 739}{(1 * 157.48)^2} + 11200 * 0.461 \right] \frac{1}{375 + 12.4}$$

$$F_e = 35.34 \text{ ksi}$$

Luego, al tener una sección esbelta el procedimiento se realiza según la sección 2.4.3.5.

Hallamos Q para ello se halla Q_s y Q_a .

Ala no es esbelta:

$$Q_s = 1$$

Alma es esbelta:

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \quad (\text{F 2.4.3.5} - 16)$$

$$h_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(h/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{F 2.4.3.5} - 17)$$

$$h_e = 1.92 * 0.275 \sqrt{\frac{29000}{50}} \left[1 - \frac{0.34}{(51.6)} \sqrt{\frac{29000}{50}} \right] = 10.70 \text{ in}$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A} = \frac{h_e * t}{h * t} = \frac{10.70}{15.50} = 0.69$$

$$Q = Q_s Q_a = 1 * 0.69 = 0.69$$

Por último, verificamos en que situación nos encontramos, para poder hallar la resistencia nominal a la compresión del elemento.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 * 157.48}{1.17} = 134.59$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{0.73 * 50}} = 135.58$$

Como:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$$

Se procede a utilizar la fórmula:

$$F_{cr} = Q \left[0.658^{\frac{QF_y}{F_e}} \right] F_y \quad (\text{F 2.4.3.5} - 2)$$

$$F_{cr} = 0.69 \left[0.658^{\frac{0.69 * 50}{15.79}} \right] * 50 = 13.82 \text{ ksi}$$

Por ultimo:

$$P_n = F_{cr} A_g = 13.82 * 9.13 = 126.22 \text{ kip} = 57.25 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 57.25 = 51.52 \text{ ton}$$

$$P_u = 18.60 \text{ ton}$$

Verificamos:

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

7.2.2. Diseño por Corte

Para el diseño por corte recurrir al capítulo 2.4.5. del marco teórico.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (\text{F 2.4.5.2.-1})$$

En primer lugar, se procede a hallar el coeficiente de corte de alma C_v , según el marco teórico el valor de h/t nos condiciona la fórmula:

$$\frac{h}{t} = 51.6$$

El coeficiente de pandeo por corte del alma para almas sin atiesadores como es nuestro caso:

$$k_v = 5$$

Entonces:

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.10 * \sqrt{\frac{5 * 29000}{50}} = 59.24$$

$$1.37 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.37 * \sqrt{\frac{5 * 29000}{50}} = 73.78$$

Como:

$$\frac{h}{t} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

$$51.6 < 59.24$$

Por tanto:

$$C_v = 1$$

$$A_w = h * t_w = 15.50 * 0.275 = 4.26 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 * 50 * 4.26 * 1 = 127.80 \text{ kip} = 57.97 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 62.10 = 52.17 \text{ ton}$$

$$V_u = 4.25 \text{ ton}$$

Por el método LRFD:

$$\phi V_n \geq V_u$$

¡CUMPLE!

7.2.3. Diseño por Flexión

Según las disposiciones de la norma que se encuentran en el marco teórico de este trabajo, sección 2.4.4.2.

Clasificación de la sección:

- Ala

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{b}{2t} = 6.28$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7 de este trabajo:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$$

$$\lambda_p = 1 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.08$$

Por tanto:

$$\frac{b}{2t} < \lambda_p < \lambda_r$$

! SECCIÓN COMPACTA!

· Alma

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{h}{t_w} = 51.6$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55$$

$$\lambda_p = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.27$$

Por tanto:

$$\frac{h}{t} < \lambda_p < \lambda_r$$

¡SECCIÓN COMPACTA!

Por último, como todos los elementos de la sección son compactas se concluye que la sección W16X31 ES COMPACTA.

7.2.3.1. Diseño por Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F 2.4.4.2.-1})$$

$$M_n = M_p = 50 * 54 = 2700 \text{ kip} - \text{in} = 31.10 \text{ ton} - \text{m}$$

7.2.3.2. Diseño por Pandeo Lateral-Torsional

$$L_b = 400 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 1.17 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 124.46 \text{ cm} \quad (\text{F2.4.4.2.-5})$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2.4.4.2.-4})$$

$$L_r = 1.95 * 1.42 * \frac{29000}{0.7*50} \sqrt{\frac{0.461*1}{47.2*15.5} + \sqrt{\left(\frac{0.461*1}{47.2*15.5}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7*50}{29000}\right)^2}} = 436.63 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

¡CASO B!

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y M_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F2.4.4.2.-3})$$

$$M_n = 1 * \left[2700 - (2700 - 0.7 * 50 * 47.2) \left(\frac{400 - 124.46}{436.63 - 124.46} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1775 \text{ kip.in} = 22.54 \text{ ton.m}$$

Por último, se debe elegir el mínimo valor entre el diseño por fluencia y pandeo lateral torsional:

$$M_n = 22.54 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n = 19.66 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 16.42 \text{ ton.m}$$

Según el método LRFD:

$$\phi M_n > M_u$$

¡CUMPLE!

7.2.4. Verificación para solitaciones combinadas de carga axial y flexión

La verificación combinada se realizará según el AISC 360-10, Capítulo H.

Para realizar la verificación primero se tiene que hallar la relación entre la resistencia axial y la fuerza axial última.

$$\frac{P_r}{P_c}$$

Entonces tenemos que dicha relación es de:

$$\frac{18.6 \text{ ton}}{51.52 \text{ ton}} = 0.36$$

Al tener la relación mayor a 0.2. procedemos a usar la siguiente formula.

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{18.6}{2 * 51.52} + \left(\frac{16.4}{19.66} + \frac{0.35}{4.08} \right) \leq 1$$

$$0.95 \leq 1$$

¡CUMPLE!

Donde:

P_r = Resistencia de compresión axial requerida y/o última =18.6 ton

P_c = Resistencia de compresión axial disponible y/o nominal =51.52 ton

M_{rx} =Resistencia de flexión requerida y/o ultima en el eje fuerte=16.4 ton.m

M_{ry} = Resistencia de flexión requerida y/o ultima en el eje débil=0.35 ton.m

M_{cx} = Resistencia de flexión nominal en el eje fuerte=19.66 ton.m

M_{cy} = Resistencia de flexión nominal en el eje débil $F_y Z_y = 50 * 7.15 = 4.08 \text{ ton.m}$

7.2.5. Verificación de desplazamiento generado por el Puente Grúa

La Guía de diseño N°3 del AISC menciona que el máximo desplazamiento del pórtico con puente grúa, con un máximo de 2 pulgadas o 5 cm, es:

$$\frac{H}{240}$$

Donde:

H: longitud de la columna

Para la aplicación de nuestro caso teórico, como ya se calculó previamente, la fuerza lateral resulta 2tonf.

Con el caso ya modelado en el programa SAP2000 se procede a aplicar dicha fuerza de la siguiente manera:

Figura 51:Fuerza transmitida de la grúa por impacto lateral.

Fuente: Propia

Figura 52:Desplazamiento producida por el impacto lateral.

Fuente: Propia

El desplazamiento máximo generado por el funcionamiento del puente grúa:

$$\delta_{Lateral} = 1.84 \text{ cm}$$

El desplazamiento permisible por la norma AISC:

$$\delta_{Lateral} = 2.708 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el modelo se encuentra dentro de los límites permisibles.

7.3. Diseño de viga carrilera

Figura 53: Elección de la viga carrilera a diseñar

Figura: El círculo rojo encierra la viga carrilera de la nave industrial. Fuente propia.

Tabla 42: Características generales de la viga carrilera

Sección:	W16x57	
módulo de elasticidad (E)	29000	ksi
Esfuerzo de fluencia (Fy)	50	ksi
Esfuerzo de ruptura (Fu)	65	ksi
factor de reducción (ϕ)	0.9	

Nota. La tabla presenta las características generales de la viga carrilera según su predimensionamiento". Fuente propia.

Tabla 43: Datos geométricos de la viga carrilera W16x57

Datos Geométricos obtenido de Manual AISC					
peralte (d)	16.4	in	módulo elástico "y" (Sy)	12.1	in ³
ancho de ala (bf)	7.12	in	módulo de elástico "x" (Sx)	92.2	in ³
espesor de ala (tf)	0.715	in	módulo plástico en "y" (Zy)	18.9	in ⁴
altura de alma (h)	15.69	in	módulo plástico en "x" (Zx)	105	in ⁴
espesor de alma (tw)	0.43	in	altura de alma (ho)	15.7	in

área(A)	16.8	in ²	constante de deformación (Cw)	2660	in ⁶
Inercia en "y" (Iy)	43.1	in ⁴	constante torsional (J)	2.22	in ⁴
Inercia en "x" (Ix)	758	in ⁴	radio de giro efectivo (rts)	1.92	in
radio de giro en "y" (ry)	1.6	in	b/2t	4.98	
radio de giro en "x"(rx)	6.72	in	h/tw	33	
Constante de corte(c)	1		longitud no arriostrada(Lb)	196.85	in

Nota. La tabla presenta los valores geométricos de la viga carrilera, obtenidos del manual AISC”.

Fuente propia.

Las cargas transmitidas por el puente grúa a la viga carrilera, son cargas dinámicas, es decir están en movimiento. Por este motivo, se verifican diversas posiciones del puente grúa en la viga carrilera para así concluir qué posición es la más crítica de tal manera que las cargas ocasionadas en dicha posición se consideren para el diseño del elemento. A continuación, se muestra el esquema del movimiento del puente grúa sobre la viga carrilera.

Figura 54: Esquema del movimiento del puente grúa sobre la viga carrilera

Fuente: propia.

Tabla 44: Esfuerzos en la viga carrilera según su ubicación

Rueda 1	Rueda 2	V2 (Kgf)	V3 (Kgf)	M2 (Kgf.m)	M3 (Kgf.m)
0.50	3.70	8782.00	2088.00	1325.00	5552.00
1.00	4.20	9791.00	2315.00	1685.00	7077.00
1.50	4.70	11297.00	2685.00	1973.00	8305.00
2.00	5.20	4508.00	1015.00	1972.00	8325.00
2.50	5.70	8547.00	2027.00	1748.00	7426.00
3.00	6.20	7767.00	1836.00	1725.00	7205.00
3.50	6.70	7482.00	1748.00	1737.00	7267.00
4.00	7.20	8146.00	1909.00	1546.00	6522.00
4.50	7.70	8651.00	2030.00	1567.00	6522.00

5.00	8.20	5743.00	1338.00	1550.00	6440.00
5.50	8.70	9676.00	2290.00	1276.00	5281.00
6.00	9.20	8820.00	2093.00	1032.00	4160.00
6.50	9.70	10360.00	2472.00	1452.00	5961.00
7.00	10.20	8925.00	1173.00	1605.00	6646.00
7.50	10.70	8370.00	1987.00	1527.00	6364.00
8.00	11.20	7630.00	1265.00	1596.00	6656.00
8.50	11.70	7103.00	1680.00	1665.00	6889.00
9.00	12.20	7934.00	1884.00	1518.00	6310.00
9.50	12.70	8590.00	2042.00	1563.00	6540.00
10.00	13.20	5730.00	1327.00	1542.00	6426.00
...	...	...	...	...	...

Nota. La tabla presenta los esfuerzos de cortante y momento según la ubicación del puente grúa en la viga carrilera, obtenidos del manual AISC". Fuente propia.

Luego de verificar la posición en la que el puente grúa genera mayores cargas se analiza en el modelo para obtener los esfuerzos por las diferentes combinaciones.

Tabla 45: Cargas últimas de cortante y momento en la viga carrilera

CASO	V2 (kgf)	M3 (kgf.m)
1.4CM	294.54	367.88
CM+CV	9097.91	14427.39
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	3016.67	4697.4
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	57.6	77.06
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	3016.67	4697.4
1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	3016.67	4697.4
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	3016.67	4697.4
1.2CM+1.0SYY+0.5CV	3016.67	4697.4
MAX	9097.91	14427.39

Nota. La tabla presenta los valores para las cortantes y momentos últimos por las diferentes combinaciones. Fuente propia.

Figura 55: Fuerzas internas de la viga carrilera obtenidas del SAP200: Cortante y Momento.

Fuente: Propia

7.3.1. Diseño por flexión

Según las disposiciones de la norma que se encuentran en el marco teórico de este trabajo, sección 2.4.4.2.

Clasificación de la sección:

- Ala

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{b}{2t} = 4.98$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7 de este trabajo:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$$

$$\lambda_p = 1 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.08$$

Por tanto:

$$\frac{b}{2t} < \lambda_p < \lambda_r$$

! SECCIÓN COMPACTA!

- Alma

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{h}{t_w} = 33.00$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.27$$

Por tanto:

$$\frac{h}{t} < \lambda_p < \lambda_r$$

¡SECCIÓN COMPACTA!

Por último, como todos los elementos de la sección son compactas se concluye que la sección W16X57 ES COMPACTA.

7.3.1.1. Diseño por Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F 2.4.4.2.-1})$$

$$M_n = M_p = 50 * 105 = 5250 \text{ kip} - \text{in} = 66.68 \text{ ton} - \text{m}$$

7.3.1.2. Diseño por Pandeo Lateral-Torsional

$$L_b = 500 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 1.60 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 169.55 \text{ cm} \quad (\text{F2.4.4.2.-5})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2.4.4.2.-4})$$

$$L_r = 1.95 * 1.92 * \frac{29000}{0.7 * 50} \sqrt{\frac{2.22 * 1}{92.2 * 15.7} + \sqrt{\left(\frac{2.22 * 1}{92.2 * 15.7}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 50}{29000}\right)^2}} = 558.53 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

¡CASO B!

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F 2.4.4.2.-2})$$

$$M_n = 1 * \left[5250 - (5250 - 0.7 * 50 * 92.2) \left(\frac{500 - 169.55}{558.53 - 169.55} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 3531.84 \text{ kip.in} = 44.85 \text{ ton.m}$$

Por último, se debe elegir el mínimo valor entre el diseño por fluencia y pandeo lateral torsional:

$$M_n = 44.85 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n = 40.37 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 14.43 \text{ ton.m}$$

Según el método LRFD:

$$\phi M_n > M_u$$

¡CUMPLE!

7.3.2. Diseño por Corte

Para el diseño por corte recurrir al capítulo 2.4.5. del marco teórico.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (\text{F 2.4.5.2.-1})$$

En primer lugar, se procede a hallar el coeficiente de corte de alma C_v , según el marco teórico el valor de h/t nos condiciona la fórmula:

$$\frac{h}{t} = 33$$

El coeficiente de pandeo por corte del alma para almas sin atiesadores como es nuestro caso:

$$k_v = 5$$

Entonces:

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.10 * \sqrt{\frac{5 * 29000}{50}} = 59.24$$

$$1.37 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.37 * \sqrt{\frac{5 * 29000}{50}} = 73.78$$

Como:

$$\frac{h}{t} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

$$33 < 59.24$$

Por tanto:

$$C_v = 1$$

$$A_w = h * t_w = 15.69 * 0.43 = 6.74 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6 * 50 * 6.74 * 1 = 202.34 \text{ kip} = 91.78 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 62.10 = 82.60 \text{ ton}$$

$$V_u = 9.10 \text{ ton}$$

Por el método LRFD:

$$\phi V_n \geq V_u$$

! CUMPLE!

7.3.3. Diseño por fatiga

La viga carrilera al estar sometida a variaciones de esfuerzo producidos por la carga cíclica que genera el puente grúa, aumenta la probabilidad de que el elemento falle por fatiga.

Por lo tanto, se realizará dicha verificación.

El anexo 3 del AISC 360-10 nos indica la forma a realizar.

Para ello se usará la siguiente ecuación:

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f x^{329}}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad \text{Ec. A-3-1M (AISC 360-10).}$$

Donde:

C_f =Constante de la tabla A-3-1 según la categoría de fatiga

F_{SR} =rango de esfuerzo admisible, kgf/cm²

F_{TH} = fatiga umbral del rango de esfuerzos, máximo rango de tensión para vida de diseño indefinida de la tabla A-3-1, kgf/cm²

n_{SR} = número de fluctuaciones del rango de esfuerzo en la vida de diseño.

Entonces:

Vida de diseño: 3 años

$$F_{SR} = \left(\frac{250 * 10^8 * 329}{5 * 365 * 3} \right)^{0.333} \geq F_{TH}$$

$$F_{SR} = 1140 \frac{kgf}{cm^2}$$

Vida indefinida : $F_{SR} = F_{TH} = 1686 \text{ kgf/cm}^2$

Ahora se procede hallar el esfuerzo a la que es sometido la viga carrilera por el Mu(8.4tonf-m).

$$\sigma = \frac{M * y}{I}$$

$$\sigma = \frac{8.4tonf - m * (16.4 \text{ in})}{758 \text{ in}^4}$$

$$\sigma = 1105 \frac{kgf}{cm^2}$$

Verificamos que el esfuerzo al que es sometido no supere los esfuerzos admisibles.

$$\sigma < F_{SR} < F_{TH}$$

$$1105 < 1140 < 1686$$

¡CUMPLE!

7.3.4. Verificación de Deflexiones y Derivas generadas por el Puente Grúa

7.3.4.1. Deflexiones Verticales

Según la guía de diseño N°3 del AISC (serviciabilidad del equipamiento), la estructura no debe sobrepasar los desplazamientos máximos generados por las fuerzas de impacto vertical y lateral por el puente grúa.

Tabla 46:Deflexiones máximas de viga carrilera en la estructura por impacto de la grúa

TIPO DE EQUIPAMIENTO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	DEFORMACION	LIMITE MAXIMO	CARGA
----------------------	----------------------	-------------	---------------	-------

Puentes Grúa	Viga Carrilera CMAA: A, B y C	Deflexión vertical	L/600	Carga vertical del puente grúa- carga estática.
--------------	----------------------------------	--------------------	-------	---

Nota. La tabla presenta los valores de deflexiones máximas para la viga carrilera a causa del tipo de equipamiento.

Adaptado de la Guía N°3 AISC.

Según la tabla anterior, y para un puente grúa clase C, se tiene las siguientes consideraciones:

- Deflexión vertical de la viga carrilera debido a la carga vertical:

$$\frac{L}{600}$$

Donde:

L: longitud de la viga carrilera

Para hallar las deflexiones, se revisó el libro McCormack (2012), Capítulo 10, pág. 311-312, donde nos muestra las siguientes formulas:

- Para cargas puntuales:

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x}$$

Donde:

$$C_1 = 158$$

La primera será utilizada con el peso del riel:

$$\Delta_{\text{centro de luz}} = \frac{54.5 \text{klb. pie} * (16.40 \text{ pie})^2}{158 * 758 \text{ in}^4}$$

$$\Delta_{\text{centro de luz}} = 0.12 \text{ in} = 0.31 \text{ cm}$$

Valor permitido por el AISC:

$$\frac{L}{600} = \frac{500}{600} = 0.83 \text{ cm}$$

Comparando:

$$0.31 \text{ cm} < 0.83 \text{ cm}$$

Entonces, se puede afirmar que la viga carrilera cumple con lo requerido.

7.3.4.2. Deflexiones horizontales

Según la guía de diseño N°7 del AISC, para el tipo C de puente grúa, la deflexión lateral producido por el efecto de los impactos laterales no deben exceder $\frac{L}{400}$.

Para realizar el cálculo de la deflexión lateral nos apoyaremos en un modelo matemático de viga apoyado, modelo en el cual se produce mayor deflexión, tal manera que el análisis será conservadora.

Figura 56: Viga simplemente apoyada para calcular desplazamiento máximo

Fuente propia.

$$\Delta_{max} = \frac{P \cdot a}{24EI_{y-y_{tf}}} (3L^2 - 4a^2)$$

Donde:

P =Carga lateral por Rueda

E =Módulo de elasticidad =29000ksi =20.4x10⁶

$I_{y-y_{tf}}$ = Inercia en el eje Y pero solo para el ala superior (top flange)

L =Longitud de la viga

a =distancia de apoyo a rueda

Entonces, comenzamos a hallar las variables de la formula.

$$P = \frac{20\%(P_{pg} + C_{izaje})}{r}$$

$$P = \frac{20\%(6 \text{ ton} + 10 \text{ ton})}{4} = 0.80 \text{ ton}$$

Donde:

P_{pg} = Peso del puente grúa

C_{izaje} = Carga de izaje

r = Cantidad de ruedas

Para el caso del análisis de la Inercia, en este caso solo se calculará la inercia en el eje “y” pero del ala superior, debido que la fuerza lateral se concentra en esta ubicación.

$$I_{y-y\ tf} = \frac{b_f^3 h_f}{12} = 21.5\ in^4 = 8.95 \times 10^{-6} m^4$$

Procedemos a reemplazar los valores en la formula principal.

$$\Delta_{max} = \frac{0.8 \times 0.9}{24 \times 20.4 \times 10^6 \times (8.95 \times 10^{-6})} (3 \times 5^2 - 4 \times 0.9^2)$$

$$\Delta_{max} = 1.18\ cm$$

$$\Delta_{permisible} = \frac{500}{400} = 1.25\ cm$$

Finalmente realizamos la verificación, si el desplazamiento máximo se encuentra dentro del rango permitido.

$$\Delta_{permisible} > \Delta_{max}$$

¡CUMPLE!

7.4. Diseño de Arriostres

Figura 57: Elección del arriostre a diseñar

El círculo rojo encierra el elemento a diseñarse. Fuente propia.

Tabla 47:Características generales de los arriostres

Sección:	HSS 4X4X1/4	
módulo de elasticidad (E)	29000	ksi
Esfuerzo de fluencia (Fy)	50	ksi
Esfuerzo de ruptura (Fu)	65	ksi
factor de reducción (φ)	0.9	

Nota. La tabla presenta las características generales de los arriostres según su predimensionamiento”. Fuente propia.

Tabla 48:Datos geométricos de los arriostres

Datos Geométricos obtenido de Manual AISC					
espesor (t)	0.233	in	módulo plástico en "y"(Zy)	4.69	in4
área(A)	3.37	in2	módulo plástico en "x"(Zx)	4.69	in4
Inercia en "y" (Iy)	7.8	in4	constante de deformación (Cw)	6.56	in3
Inercia en "x" (Ix)	7.8	in4	constante torsional (J)	12.8	in4
radio de giro en "y" (ry)	1.52	in	b/t	14.2	
radio de giro en "x" (rx)	1.52	in	h/w	14.2	
módulo elástico "y" (Sy)	3.9	in3	Constante de corte(c)	1	
módulo elástico "x" (Sx)	3.9	in3	longitud no arriostrada(Lb)	377.36	in

Nota. La tabla presenta los valores geométricos de los arriostres, obtenidos del manual AISC”.
Fuente propia.

Tabla 49:Cargas de fuerza axial ultimas que actúan sobre los arriostres

CASO	P (kgf)
1.4CM	1514.48
CM+CV	3674.3
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	4903.22
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	3137.34
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	2673.3
1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	2009.26
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	2363.23
1.2CM+1.0SYY+0.5CV	3220.91
MAX	4903.22

Nota. La tabla presenta los valores de fuerzas axiales por las diferentes combinaciones. Fuente propia.

Figura 58: Fuerzas internas del arriostres obtenidas del SAP2000: Axial

Fuente: propia.

7.4.1. Diseño en Tracción

Según la sección 2.4.2. del marco teórico:

Diseño para fluencia en tracción en la sección bruta

$$P_n = F_y A_g \quad (F 2.4.1.2.-1)$$

$$P_n = 50 * 3.37 = 168.5 \text{ kip} = 76.43 \text{ ton}$$

Diseño para ruptura en tracción en la sección neta

De acuerdo al tipo de conexión que se elige hallamos la sección neta de nuestra sección, para ello nos apoyamos en la TABLA D3.1 del AISC-360.

$$P_n = F_u A_e \quad (F 2.4.1.2.-1)$$

$$A_e = A_g U \quad (F 2.4.2.3.-1)$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} = \frac{4^2 + 2 * 4 * 4}{4(4 + 4)} = 1.5 \text{ in}$$

$$U = 1 - \frac{1.5}{10} = 0.85$$

$$A_e = 3.37 * 0.85 = 2.86 \text{ in}^2$$

$$P_n = 65 * 2.86 = 185.9 \text{ kip} = 84.32 \text{ ton}$$

Se elige el menor valor entre las resistencias por ruptura y fluencia.

$$P_n = 76.43 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 68.79 \text{ ton}$$

$$P_u = 4.9 \text{ ton}$$

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

7.4.2. Diseño en Compresión

Según la sección 2.4.3. del marco teórico:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Clasificación de la sección

Al ser una sección HSS cuadrada tanto alma y ala presentan los mismos valores

-Ala y alma

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{b}{t} = 14.2$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7 de este trabajo:

$$\lambda_p = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.71$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_p$$

¡NO ESBELTA!

Por tanto:

¡SECCIÓN NO ESBELTA!

Pandeo por flexión

La finalidad es hallar F_e (la tensión crítica de pandeo elástico).

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 * 377.36}{1.52} = 248.26$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{0.73 * 50}} = 135.58$$

Como:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$$

Se procede a utilizar la fórmula:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (\text{F 2.4.3.3.-3})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{F 2.4.3.3.-3})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 29000}{\left(\frac{1 * 377.36}{1.52}\right)^2} = 4.64 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 0.877 * 4.64 = 4.07 \text{ ksi}$$

Pandeo por torsión

Como la sección es simétrica en ambos ejes se ejecuta la siguiente ecuación:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{F 2.4.3.3.-3})$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 29000 * 6.56}{(1 * 377.36)^2} + 11200 * 12.8 \right] \frac{1}{7.8 + 7.8} = 392 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 0.877 * 392 = 343.9 \text{ ksi}$$

Luego de analizar el pandeo por fluencia y torsional se procede a escoger el del menor valor:

Por último:

$$P_n = F_{cr} A_g = 4.64 * 3.37 = 15.64 \text{ kip} = 6.23 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 6.23 = 5.60 \text{ ton}$$

$$P_u = 4.9 \text{ ton}$$

Verificamos:

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

7.5. Diseño de Tijeral

Las dimensiones de la celosía tanto para las bridas inferiores y superiores, así como para las montantes y diagonales serán la misma, HSS 3x3x1/8. A continuación, se presentan las tablas de las características generales y geométricas del mencionado elemento.

Tabla 50: Características generales de la brida inferior

Sección:	HSS 3X3X1/8	
módulo de elasticidad (E)	29000	ksi
Esfuerzo de fluencia (Fy)	50	ksi
Esfuerzo de ruptura (Fu)	65	ksi
factor de reducción (φ)	0.9	

Nota. La tabla presenta las características generales del elemento. Fuente propia.

Tabla 51: Datos geométricos de la brida inferior

Datos Geométricos obtenido de Manual AISC					
espesor (t)	0.116	in	módulo plástico en "y"(Zy)	1.4	in4
área(A)	1.3	in2	módulo plástico en "x"(Zx)	1.4	in4
Inercia en "y" (Iy)	1.78	in4	constante de deformación (Cw)	1.92	in3
Inercia en "x" (Ix)	1.78	in4	constante torsional (J)	2.84	in4
radio de giro en "y" (ry)	1.17	in	b/t	22.9	
radio de giro en "x"(rx)	1.17	in	h/w	22.9	
módulo elástico "y" (Sy)	1.19	in3	Constante de corte(c)	1	
módulo elástico "x" (Sx)	1.19	in3	longitud no arriostrada(Lb)	787.4	in

Nota. La tabla presenta los valores geométricos de la brida inferior, obtenidos del manual AISC". Fuente propia.

Luego de hallado los valores geométricos, se prosigue a calcular las resistencias nominales del elemento elegido.

a) Diseño en Tracción

Según la sección 2.4.2. del marco teórico:

- Diseño para fluencia en tracción en la sección bruta

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{F.2.4.1.2.-1})$$

$$P_n = 50 * 1.30 = 65 \text{kip} = 29.40 \text{ ton}$$

· Diseño para ruptura en tracción en la sección neta

De acuerdo al tipo de conexión que se elige hallamos la sección neta de nuestra sección, para ello nos apoyamos en la TABLA D3.1 del AISC-360.

$$P_n = F_u A_e \quad (\text{F 2.4.1.2-2})$$

$$A_e = A_g U \quad (\text{F 2.4.2.3.-1})$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)} = \frac{3^2 + 2 * 3 * 3}{4(3 + 3)} = 1.125 \text{in}$$

$$U = 1 - \frac{1.125}{10} = 0.8875$$

$$A_e = 1.30 * 0.8875 = 1.15 \text{ in}^2$$

$$P_n = 65 * 1.15 = 74.75 \text{ kip} = 33.80 \text{ ton}$$

Se elige el menor valor entre las resistencias por ruptura y fluencia.

$$P_n = 29.40 \text{ ton}$$

$$\emptyset P_n = 26.50 \text{ ton}$$

b) Diseño en Compresión

Se usará la fórmula:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Clasificación de la sección

Al ser una sección HSS cuadrada tanto alma y ala presentan los mismos valores

-Ala y alma

La relación ancho espesor extraída del manual AISC.

$$\frac{b}{t} = 22.90$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7 de este trabajo:

$$\lambda_p = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.71$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_p$$

¡NO ESBELTA!

Por tanto: ¡SECCIÓN NO ESBELTA!

Pandeo por flexión

La finalidad es hallar F_e (la tensión crítica de pandeo elástico).

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 * 78.74}{1.17} = 67.30$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 135.58$$

Como:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$$

Se procede a utilizar la fórmula:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (\text{F 2.4.3.3.-2})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{F 2.4.3.3-4})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 29000}{\left(\frac{1 * 78.74}{1.17}\right)^2} = 63.20 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{50}{63.20}} \right] * 50 = 35.90 \text{ ksi}$$

Pandeo por torsión

Como la sección es simétrica en ambos ejes se ejecuta la siguiente ecuación:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{F 2.4.3.4-4})$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 29000 * 1.92}{(1 * 78.74)^2} + 11200 * 2.84 \right] \frac{1}{1.19 + 1.19} = 13402 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (\text{F 2.4.3.3.-2})$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{50}{13402}} \right] * 50 = 49.92 \text{ ksi}$$

Luego de analizar el pandeo por fluencia y torsional se procede a escoger el del menor valor:

Por último:

$$P_n = F_{cr} A_g = 35.90 * 1.30 = 46.67 \text{ kip} = 21.12 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 21.12 = 19 \text{ ton}$$

7.5.1. Diseño de brida superior e inferior

Se usarán los valores nominales de resistencia tanto de compresión como de tracción obtenidos en la sección 7.5.

Figura 59: Elección de la brida inferior a diseñar

Figura: El círculo rojo encierra el elemento a diseñarse. Fuente propia.

Tabla 52: Cargas últimas de fuerzas axiales en la brida inferior

CASO	T (kgf)	P (kgf)
WA	3231.00	3708.13
WB	0.00	4008.46
WC	1374.16	1422.03
1.4CM	8797.44	0.00
CM+CV	9856.66	0.00
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	9355.26	0.00
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	13228.89	0.00
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	11146.21	0.00
1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	5587.68	0.00
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	8359.17	0.00
1.2CM+1.0SYY+0.5CV	8398.25	0.00
MAX	13228.89	4008.46

Nota. La tabla presenta los valores de las fuerzas axiales últimos por las diferentes combinaciones. Fuente propia.

Figura 60: Fuerzas internas de la Brida inferior obtenidas del SAP2000: Axial

Fuente: propia.

a) Verificación de Tracción

$$\phi P_n = 26.50 \text{ ton}$$

$$P_u = 13.30 \text{ ton}$$

Verificamos:

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

a) Verificación de Compresión

$$\phi P_n = 19.00 \text{ ton}$$

$$P_u = 4.00 \text{ ton}$$

Verificamos:

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

7.5.2. Diseño de diagonal - Montante

Se usarán los valores nominales de resistencia nominal tanto de compresión como de tracción obtenidos en la sección 7.5.

Figura 61: Elección de la montante a diseñar

Figura: El círculo rojo encierra el elemento a diseñarse. Fuente propia.

Tabla 53: Cargas últimas de fuerzas axiales de tracción en la montante

CASO	T (kgf)
1.4CM	2425.42
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	2665.03
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	2542.90
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	3573.40
1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	2307.22
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	1371.65
1.2CM+1.0SYY+0.5CV	2079.07
CM+CV	2079.37
MAX	3573.40

Nota. La tabla presenta los valores de las fuerzas axiales últimos por las diferentes combinaciones. Fuente propia.

Figura 62: Fuerzas internas de la montante obtenidas del SAP2000: Axial

Fuente: propia.

b) Verificación de Tracción

$$\phi P_n = 26.50 \text{ ton}$$

$$P_u = 3.58 \text{ ton}$$

Verificamos:

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

b) Verificación de Compresión

$$\phi P_n = 19 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.16 \text{ ton}$$

Verificamos:

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

7.5.3. Diseño de Celosía - Diagonal

Se usarán los valores nominales de resistencia nominal tanto de compresión como de tracción obtenidos en la sección 7.5.

Figura 63: Elección de la diagonal a diseñar

Figura: El círculo rojo encierra el elemento a diseñarse. Fuente propia.

Tabla 54: Cargas últimas de fuerzas axiales de tracción en la montante

CASO	P (kgf)
1.4CM	1701.91
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	2277.29
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	2321.34
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	2825.66

1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	734.07
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	925.09
1.2CM+1.0SYY+0.5CV	1829.11
CM+CV	1668.81
MAX	2825.66

Nota. La tabla presenta los valores de las fuerzas axiales últimos por las diferentes combinaciones. Fuente propia.

Figura 64: Fuerzas internas de la diagonal obtenidas del SAP200: Axial

Fuente: propia.

c) Verificación de Tracción

$$\phi P_n = 26.50 \text{ ton}$$

$$P_u = 0.95 \text{ ton}$$

Verificamos:

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

c) Verificación de Compresión

$$\phi P_n = 19 \text{ ton}$$

$$P_u = 2.83 \text{ ton}$$

Verificamos:

$$\phi P_n > P_u$$

¡CUMPLE!

7.6. Diseño de correa de techo

Figura 65: Elección de la correa de techo a diseñar

Fuente Propia.

Tabla 55: Características generales de la correa de techo

Sección:	HSS 3"X3"X1/4"	
módulo de elasticidad (E)	29000	ksi
Esfuerzo de fluencia (Fy)	50	ksi
Esfuerzo de ruptura (Fu)	65	ksi
factor de reducción (φ)	0.9	

Nota. La tabla presenta las características generales de las correas de techo según su predimensionamiento". Fuente propia.

Tabla 56:Datos geométricos de las correas de techo

Datos Geométricos obtenido de Manual AISC					
espesor (t)	0.233	in	módulo plástico en "y"(Zy)	2.48	in4
área(A)	2.44	in2	módulo plástico en "x"(Zx)	2.48	in4
Inercia en "y" (Iy)	3.02	in4	constante de deformación (Cw)	3.52	in3
Inercia en "x" (Ix)	3.02	in4	constante torsional (J)	5.08	in4
radio de giro en "y" (ry)	1.11	in	b/t	9.88	
radio de giro en "x"(rx)	1.11	in	h/w	9.88	
módulo elástico "y" (Sy)	2.01	in3	Constante de corte(c)	1	
módulo elástico "x" (Sx)	2.01	in3	longitud no arriostrada(Lb)	196.85	in

Nota. La tabla presenta los valores geométricos de las correas de techo, obtenidos del manual AISC". Fuente propia.

Tabla 57:Cargas últimas de cortante y momento en las correas de techo

CASO	V2 (kgf)	M3 (kgf.m)
1.4CM	180.1	225.12
CM+CV	275.09	343.86
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	227.59	284.49
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	388.68	485.85
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	337.31	421.64
1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	44.75	55.93
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	154.37	192.96
1.2CM+1.0SYY+0.5CV	154.37	192.96
MAX	388.68	485.85

Nota. La tabla presenta los valores para las cortantes y momentos últimos por las diferentes combinaciones. Fuente propia.

Figura 66: Fuerzas internas de la correa de techo obtenidas del SAP200: Cortante y Momento.

Fuente: propia.

7.6.1. Diseño por flexión Clasificación de la sección:

· Ala

Según las disposiciones de la norma que se encuentran en el marco teórico de este trabajo, sección 2.4.4.

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{b}{t} = 9.88$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7 de este trabajo:

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 26.97$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.07$$

Por tanto:

$$\frac{b}{2t} < \lambda_p < \lambda_r$$

! SECCIÓN COMPACTA!

- Alma

Según las disposiciones de la norma que se encuentran en el marco teórico de este trabajo, sección 2.4.4.

La relación ancho espesor extraída del manual AISC:

$$\frac{h}{t} = 9.88$$

Se procede a calcular las razones ancho espesor, según las fórmulas de la tabla N°7:

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 58.28$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.27$$

Por tanto:

$$\frac{h}{t} < \lambda_p < \lambda_r$$

¡SECCIÓN COMPACTA!

Por último, como todos los elementos de la sección son compactos se concluye que la sección HSS 3”X3”X1/4” ES COMPACTA.

Diseño por Fluencia

Según las disposiciones de la norma que se encuentran en el marco teórico de este trabajo, sección 2.4.4.2. Se necesita verificar en que caso se encuentra. Para ello se halla lo siguiente:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (F 2.4.4.2-1)$$

$$M_n = M_p = 50 * 2.48 = 124 \text{ kip.in} = 1.57 \text{ ton.m}$$

7.6.1.1. Pandeo Local Ala

El ala a ser una sección compacta, no es necesario diseñar por este método.

Pandeo Local Alma

El alma a ser una sección compacta, no es necesario diseñar por este método.

Se realiza la verificación:

$$M_n = 1.57 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n = 1.44 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 0.5 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

¡CUMPLE!

7.6.2. Diseño por Corte

Para el diseño por corte recurrir al capítulo 2.4.5. del marco teórico.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{F 2.4.5.2 -1})$$

En primer lugar, se procede a hallar el coeficiente de corte de alma C_v , según el marco teórico el valor de h/t nos condiciona la fórmula:

$$\frac{h}{t} = 9.88$$

El coeficiente de pandeo por corte del alma para almas sin atiesadores como es nuestro caso:

$$k_v = 5$$

Entonces:

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.10 * \sqrt{\frac{5 * 29000}{50}} = 59.24$$

$$1.37 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.37 * \sqrt{\frac{5 * 29000}{50}} = 73.78$$

Como:

$$\frac{h}{t} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$$

$$9.88 < 59.24$$

Por tanto:

$$C_v = 1$$

$$A_w = 0.61 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6 * 50 * 0.61 * 1 = 18.3 \text{ kip} = 8.3 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 8.30 = 7.47 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.39 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

! CUMPLE!

7.7. Diseño de Conexiones

7.7.1. Diseño de conexión a momento viga trabe-columna

Estas conexiones unirán los pórticos (tijeral- columna) mediante vigas, se utilizará una conexión de tipo PR.

Figura 67: Nave industrial

El círculo rojo encierra las conexiones a ser diseñadas. Fuente propia.

Tabla 58:Características de la viga

Perfil	W8X10	
Peralte (d)	7.89 in	20.04 cm
Ancho de perfil (bf)	3.94 in	10.01cm
Espesor de ala (tf)	0.205 in	0.52 cm
Espesor de alma (tw)	0.17 in	0.43 cm
Esfuerzo de fluencia (Fy)	50 ksi	35153.47 tonf/m ²
Esfuerzo de ruptura (Fu)	65 ksi	45699.52 tonf/m ²

Nota. La tabla presenta características del elemento obtenidos del manual del AISC”. Fuente propia.

Tabla 59:Características de la columna

Perfil	W16X31	
Peralte (d)	15.9 in	40.386cm
Ancho de perfil (bf)	5.53 in	14.046cm
Espesor de ala (tf)	0.44 in	1.118cm
Espesor de alma (tw)	0.275 in	0.699cm
Esfuerzo de fluencia (Fy)	50 ksi	35153.47 tonf/m ²
Esfuerzo de ruptura (Fu)	65 ksi	45699.52 tonf/m ²

Nota. La tabla presenta características del elemento obtenidos del manual del AISC”. Fuente propia.

Para diseñar esta conexión, como se menciona en el marco teórico, se analiza la conexión que se encuentra en el alma de la viga como conexión a corte simple y las fuerzas laterales a momento.

7.7.1.1. Diseño por corte

Para el diseño por corte, se puede utilizar las tablas del Manual del AISC, Parte 10. El manual brinda detalles sobre conexiones estándar, por ejemplo, el número mínimo de pernos, soldadura y los espesores de ángulo, de acuerdo con el perfil que se tiene. En este caso se cuenta con una viga W8 y se buscará una conexión de doble ángulo empernada para el lado de la viga y soldada para la columna:

Figura 68: Conexión a cortante simple

Adaptado de McCormac, 2012, p. 546.

En primer lugar, se revisará la tabla 10-1 del Manual del AISC para la parte empernada para un perfil W8:

Tabla 60: Conexiones de doble ángulo totalmente empernadas

Beam	$F_y = 50$ ksi $F_u = 65$ ksi	Table 10-1 (continued) All-Bolted Double-Angle Connections										3/4-in. Bolts	
Angle	$F_y = 36$ ksi $F_u = 58$ ksi	Bolt and Angle Available Strength, kips											
2 Rows		Bolt Group	Thread Cond.	Hole Type	Angle Thickness, in.								
W12, 10, 8					1/4		5/16		3/8		1/2		
					ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	STD	32.6	48.9	40.8	61.2	47.7	71.6	47.7	71.6		
		X	STD	32.6	48.9	40.8	61.2	48.9	73.4	60.1	90.2		
		SC Class A	STD	25.3	38.0	25.3	38.0	25.3	38.0	25.3	38.0		
			OVS	21.6	32.3	21.6	32.3	21.6	32.3	21.6	32.3		
			SSLT	25.3	38.0	25.3	38.0	25.3	38.0	25.3	38.0		
				25.3	38.0	25.3	38.0	25.3	38.0	25.3	38.0		
		SC Class B	STD	32.6	48.9	40.8	61.2	42.2	63.3	42.2	63.3		
			OVS	30.5	45.7	36.0	53.8	36.0	53.8	36.0	53.8		
	SSLT		32.6	48.9	40.8	61.2	42.2	63.3	42.2	63.3			
			32.6	48.9	40.8	61.2	42.2	63.3	42.2	63.3			
	Group B	N	STD	32.6	48.9	40.8	61.2	48.9	73.4	60.1	90.2		
		X	STD	32.6	48.9	40.8	61.2	48.9	73.4	65.3	97.9		
		SC Class A	STD	31.6	47.5	31.6	47.5	31.6	47.5	31.6	47.5		
			OVS	27.0	40.3	27.0	40.3	27.0	40.3	27.0	40.3		
			SSLT	31.6	47.5	31.6	47.5	31.6	47.5	31.6	47.5		
		SC Class B	STD	32.6	48.9	40.8	61.2	48.9	73.4	52.7	79.1		
OVS			30.5	45.7	38.1	57.1	44.9	67.2	44.9	67.2			
SSLT			32.6	48.9	40.8	61.2	48.9	73.4	52.7	79.1			
Beam Web Available Strength per Inch Thickness, kips/in.													
Hole Type		STD				OVS				SSLT			
		L_{eh} , in.											
L_{eh} , in.		1 1/2		1 3/4		1 1/2		1 3/4		1 1/2		1 3/4	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Coped at Top Flange Only	1 1/4	83.7	126	91.4	137	78.0	117	86.1	129	80.6	121	88.8	133
	1 3/8	86.1	129	94.3	141	80.4	121	88.6	133	83.1	125	91.2	137
	1 1/2	88.6	133	96.7	145	82.9	124	91.0	137	85.5	128	93.6	140
	1 5/8	91.0	137	99.1	149	85.3	128	93.4	140	88.0	132	96.1	144
	2	98.3	147	106	160	92.6	139	101	151	95.3	143	103	155
Coped at Both Flanges	3	116	175	117	176	112	168	117	176	113	170	117	176
	1 1/4	73.1	110	73.1	110	68.3	102	68.3	102	73.1	110	73.1	110
	1 3/8	78.0	117	78.0	117	73.1	110	73.1	110	78.0	117	78.0	117
	1 1/2	82.9	124	82.9	124	78.0	117	78.0	117	82.9	124	82.9	124
	1 5/8	87.8	132	87.8	132	82.9	124	82.9	124	87.8	132	87.8	132
Uncoped	2	98.3	147	102	154	92.6	139	97.5	146	95.3	143	102	154
	3	116	175	117	176	112	168	117	176	113	170	117	176
Support Available Strength per Inch Thickness, kips/in.		Notes: STD = Standard holes OVS = Oversized holes SSLT = Short-slotted holes transverse to direction of load N = Threads included X = Threads excluded SC = Slip critical											
Hole Type	ASD	LRFD	* Tabulated values include 1/4-in. reduction in end distance, L_{eh} , to account for possible underrun in beam length.										
STD/OVS/SSLT	234	351	Note: Slip-critical bolt values assume no more than one filler has been provided or bolts have been added to distribute loads in the fillers.										

Nota. Adaptado del Manual del AISC, 2011, p. 10-23.

En este caso se cuenta con 2 filas de pernos de $\frac{3}{4}$ " del grupo A, X (roscas de los pernos fuera de los planos de corte) y se seleccionara un espesor de ángulo conector de $\frac{1}{4}$ ". De la misma forma, las distancias L_{ev} de $1\frac{1}{4}$ " y L_{eh} de $1\frac{1}{2}$ " para huecos STD (huecos estándar).

Según MacCormac, Csernak (2012), extraído del manual del AISC (2011), "se considera que la altura mínima de los ángulos conectores debe ser por lo menos igual a la mitad de la distancia entre las puntas que llegan al alma de los filetes de las vigas (llamadas distancias T y dadas en las tablas de propiedades de secciones en la Parte 1 del manual AISC). Esta altura mínima se usa para proporcionar suficiente estabilidad durante el montaje de la estructura de acero", p. 540.

La altura del ángulo conector es:

$$L = 2(L_{ev}) + 3"$$

$$L = 2\left(1\frac{1}{4}"\right) + 3"$$

$$L = 5.5" \approx 14\text{ cm}$$

Para un perfil W8x10 la distancia T es $6\frac{1}{2}$ " o 16.51 cm.

$$\frac{T}{2} = 3.25" = 8.25\text{ cm}$$

$$L \geq \frac{T}{2} \quad \therefore \text{Cumple con la recomendacion.}$$

Como menciona el libro, MacCormac & Csernak (2012), "casi todas las conexiones atornilladas con agujeros de tamaño estándar se diseñan como conexiones del tipo aplastamiento", p. 419. Esto se debe a que, en dichas conexiones no resulta muy importante impedir cierto deslizamiento (a diferencia de conexiones presentes en puentes).

De esta forma, se procede a realizar el cálculo para una conexión tipo aplastamiento como se presenta en el marco teórico de este trabajo de investigación.

Resistencia al cortante de pernos

Los pernos elegidos para la conexión son los A325, $\frac{3}{4}$ " de diámetro, (pernos de alta resistencia), los cuales se usan para todo tipo de estructuras.

La fórmula F (2.4.6.1.1.-2) del marco teórico nos presenta la resistencia:

$$R_n = F_{nv} * A_b$$

Según las tablas N°11 y N°13, del marco teórico, se obtiene los valores de F_{nv} y A_b respectivamente.

$$R_n = 4780 \frac{kgf}{cm^2} * 2.85 cm^2$$

$$R_n = 13.62 tonf$$

Según LRFD, para un perno:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_{nv} = 10.22 tonf$$

La cortante ultima obtenida fue de:

$$V_u = 0.62 tonf$$

Por tanto:

$$V_u < \phi R_{nv}$$

Se puede afirmar que los pernos resisten lo requerido.

De la misma forma, la tabla 10-1 del AISC nos da una resistencia de 48.9 kips, que equivale a 21.83 tonf, para los pernos que se encuentran en la conexión y en el cálculo que realizamos el valor para dos pernos fue de 20.44 tonf, lo que nos indica que el cálculo fue correcto.

Resistencia al Aplastamiento

La siguiente fórmula del marco teórico, F (2.4.6.1.1.-1), nos permite calcular la resistencia al aplastamiento de la conexión.

$$R_n = 1.2 * l_c * t * F_u * num.pernos \leq 2.4 * d * t * F_u * num.pernos$$

$$R_n = 1.2 * 1.25 in * 0.25 in * 65ksi * 2 \leq 2.4 * \frac{3}{4} in * 0.25 in * 65ksi * 2$$

$$R_n = 48.75 kip \leq 58.5 kip \dots OK$$

Por tanto, la resistencia al aplastamiento de los pernos es:

$$R_n = 48.75 kip o 21.76 tonf$$

Según LRFD:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 16.32 \text{ tonf}$$

Número de pernos

Para calcular el número de pernos, en caso no se decida utilizar las tablas del Manual del AISC, se divide la resistencia a cortante de la viga que se transfiere a la columna entre la resistencia nominal por perno.

$$N = \frac{0.62}{8.12}$$

$$N = 0.08$$

Cabe recalcar que según la tabla del AISC el número mínimo de pernos es 2. Además, esta viga solo cumple la función de unir los pórticos y no tiene carga importante.

Diseño del ángulo conector

La longitud del ángulo conector, considerando la cantidad de pernos y las distancias mínimas y máximas que sugiere la norma resulta de la siguiente forma:

Figura 69: Dimensiones del Angulo conector

Unidades en milímetros. Fuente propia.

Figura 70: Características de un ángulo conector

Figura. Adaptado de McCormac, 2012, p. 405.

Tabla 61: Características del ángulo conector

Características del ángulo conector		
p=lc	57 cm	2.25 in
g	38 cm	1.5 in
Diámetro del hueco (d_{hueco})	2.06 cm	13/16 in
L=Lc	14 cm	5.5 in
tc	0.64 cm	¼ in
Esfuerzo de fluencia (F_y)	25 310.50 tonf/m ²	36ksi
Esfuerzo de ruptura (F_u)	40778.03 tonf/m ²	58 ksi

Para el diseño de 1 elemento conector se consideran los requisitos que se presentan en la sección de “consideraciones para elementos involucrados de miembros y elementos conectados”, los cuales se detallan a continuación:

Cabe recalcar que el diseño de elementos que cumplen la función de conectores cuenta con variaciones en las fórmulas de tracción mencionadas en el marco teórico de esta tesis, dicha variación consiste en multiplicar por 0.6 los valores ya descritos. Esta información se puede encontrar en el capítulo J, sección J4 del manual del AISC 360-10.

Resistencia de elementos en tracción

- Fluencia en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_y * A_g$$

$$A_g = 13.97cm * 0.64cm$$

$$A_g = 8.94cm^2$$

$$A_g = 8.94 * 10^{-4} m^2$$

$$R_n = 25\,310.5 \frac{tonf}{m^2} * 8.94 * 10^{-4} m^2$$

$$R_n = 22.63 tonf$$

$$Para : \phi = 0.9$$

$$\phi R_n = 20.37 tonf$$

- Ruptura en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_u * A_e$$

$$A_e = U * A_n$$

$$A_n = A_g - n * (d_{hueco} + 0.2cm) * t_{clip}$$

$$A_n = 8.94 cm^2 - 2 * (2.06cm) * 0.64cm$$

$$A_n = 6.30 cm^2$$

$$U = 1$$

$$A_e = 1 * 6.30 cm^2$$

$$R_n = 40778.03 \frac{tonf}{m^2} * 6.30 * 10^{-4} m^2$$

$$R_n = 25.70 tonf$$

$$Para : \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 19.28 tonf$$

Resistencia de elementos en corte

- Fluencia por corte de la sección:

$$R_n = 0.6 * F_y * A_{gv}$$

$$A_{gv} = L_v * t$$

$$A_{gv} = 0.0572m * 0.0064m$$

$$A_{gv} = 3.66 * 10^{-4} m^2$$

$$R_n = 0.6 * 25\,310.5 \frac{tonf}{m^2} * 3.66 * 10^{-4} m^2$$

$$R_n = 5.56 tonf$$

Para : $\phi = 1.0$

$$\phi R_n = 5.56 \text{ tonf}$$

- Resistencia a la ruptura en corte:

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv}$$

$$A_{nv} = (8.92\text{cm} - 1.5 * 2.06\text{cm}) * (0.64\text{cm})$$

$$A_{nv} = 3.7312\text{cm}^2$$

$$R_n = 0.6 * 40778.03 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 3.7312 * 10^{-4}\text{m}^2$$

$$R_n = 9.13 \text{ tonf}$$

Para : $\phi = 0.75$

$$\phi R_n = 6.85 \text{ tonf}$$

Resistencia de bloque de corte:

a) Para el ángulo conector

Figura 71: Características de un ángulo conector

Bloque de cortante, unidades en milímetros. Fuente propia.

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LFRD)}$$

Donde:

A_{nt} = área neta solicitada a tracción, cm^2

$$A_{nt} = \left(4.5cm - \left(\frac{1}{2} * 2.06cm \right) \right) * 0.64cm$$

$$A_{nt} = 2.22 cm^2$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0.6 * 40778.03 \frac{tonf}{m^2} * 3.7312 * 10^{-4} m^2 + 1 * 40778.03 \frac{tonf}{m^2} * 2.22 * 10^{-4} m^2 \\ &\leq 0.6 * 25310.5 \frac{tonf}{m^2} * 3.66 * 10^{-4} m^2 + 1 * 40778.03 \frac{tonf}{m^2} * 2.22 * 10^{-4} m^2 \end{aligned}$$

$$R_n = 18.18 tonf > 14.611 tonf$$

$$R_n = 14.611 tonf$$

Entonces:

$$\phi R_n = 10.96 tonf$$

Después de obtener las resistencias por tracción, corte y bloque de corte se obtiene el valor de resistencia del elemento que resulta ser el menor valor entre los casos analizados.

$$\phi R_n = 5.56 tonf$$

Para:

$$R_u = 0.62 tonf$$

$$\phi R_n > R_u$$

Por tanto, el ángulo de conexión satisface los esfuerzos requeridos.

b) Para la viga

$$A_{nt} = (0.43 cm)(4.4 cm)$$

$$A_{nt} = 1.89 cm^2$$

$$A_{gv} = (0.43cm)(15.86cm)$$

$$A_{gv} = 6.82 cm^2$$

$$A_{nv} = (0.43)(14.7cm)$$

$$A_{nv} = 6.32 \text{ cm}^2$$

$$U_{bs} = 1.0$$

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0.6 * 45699.52 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 6.32 * 10^{-4} \text{m}^2 + 1 * 45699.52 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 1.89 * 10^{-4} \text{m}^2 \\ &\leq 0.6 * 35153.47 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 6.82 * 10^{-4} \text{m}^2 + 1 * 45699.52 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 1.89 * 10^{-4} \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$R_n = 25.96 \text{tonf} > 23.022 \text{tonf}$$

$$R_n = 23.02 \text{tonf}$$

Entonces:

$$\phi R_n = 17.27 \text{ tonf}$$

Para:

$$R_u = 0.62 \text{ tonf}$$

$$\phi R_n > R_u$$

Por tanto, la viga satisface los esfuerzos requeridos por bloque de cortante.

En segundo lugar, se revisará la tabla 10-2 del manual del AISC, para la parte del ángulo que se encontrará soldada a la columna:

Tabla 62: Conexiones de doble ángulo empernado/soldado

Table 10-2

Available Weld Strength of Bolted/Welded Double-Angle Connections

The diagram shows two types of double-angle connections to a column.
Case I: A double angle is connected to a column. Weld A is on the inner face of the angle, and Weld B is on the outer face. Dimensions shown include web thickness, angle thickness, and length of return.
Case II: A double angle is connected to a column. Weld A is on the inner face of the angle, and Weld B is on the outer face. Dimensions shown include web thickness, angle thickness, and length of return.

n	L, in.	Welds A (70 ksi)				Welds B (70 ksi)			
		Weld Size, in.	R_n/Ω	ϕR_n	Minimum Web Thickness, in.	Weld Size, in.	R_n/Ω	ϕR_n	Minimum Support Thickness, in.
			kips	kips			kips	kips	
			ASD	LRFD			ASD	LRFD	
6	17 1/2	5/16	222	334	0.476	3/8	150	226	0.286
		1/4	178	267	0.381	5/16	125	188	0.238
		3/16	133	200	0.286	1/4	100	150	0.190
5	14 1/2	5/16	191	287	0.476	3/8	115	172	0.286
		1/4	153	229	0.381	5/16	95.5	143	0.238
		3/16	115	172	0.286	1/4	76.4	115	0.190
4	11 1/2	5/16	158	237	0.476	3/8	79.9	120	0.286
		1/4	127	190	0.381	5/16	66.6	99.9	0.238
		3/16	95.0	142	0.286	1/4	53.3	79.9	0.190
3	8 1/2	5/16	122	184	0.476	3/8	48.1	72.2	0.286
		1/4	98.0	147	0.381	5/16	40.1	60.2	0.238
		3/16	73.5	110	0.286	1/4	32.1	48.1	0.190
2	5 1/2	5/16	83.7	125	0.476	3/8	21.9	32.8	0.286
		1/4	66.9	100	0.381	5/16	18.2	27.3	0.238
		3/16	50.2	75.3	0.286	1/4	14.6	21.9	0.190
ASD	LRFD							Beam	
$\Omega = 2.00$	$\phi = 0.75$							$F_y = 50 \text{ ksi}$	$F_u = 65 \text{ ksi}$

Nota. Adaptado del Manual del AISC, 2011, p. 10-46.

Como se presentó en el marco teórico de esta investigación, se elige el Caso B porque la parte soldada estará en el elemento de soporte que es la columna. Se elige una soldadura de $\frac{1}{4}$ debido a que el espesor del ángulo conector es el más pequeño de la conexión. De la misma forma, como se puede apreciar en la tabla

62, el espesor mínimo de soporte (minimum support thicknes) es de 0.19 in y la columna de soporte tiene 0.275 in, lo que indica que cumple. Por otro lado, la resistencia ϕR_n es 21.9 kips o 9.77 tonf.

Es decir:

$$\phi R_n = 9.77$$

$$R_u = 0.62 \text{ tonf}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

Por tanto, la soldadura cumple con lo requerido.

7.7.1.2.Diseño por Momento

Como ya se mencionó en el capítulo de marco teórico, en las conexiones tipo PR (parcialmente restringidas), se divide el momento entre una distancia d-tf, que va de centro de las alas de la viga para obtener las fuerzas laterales:

$$T = C = \frac{M}{d - t_f}$$

Donde:

T =C=fuerzas laterales

M =momento

d-tf=distancia a centros de alas de la viga

Para un momento ultimo:

$$M = 0.17 \text{ tonf} * m$$

$$T = C = \frac{0.17}{0.204 - 0.00521}$$

$$T = C = 0.855 \text{ tonf}$$

Se buscará una conexión similar a la figura 73 debido a que según la orientación de nuestra columna la conexión será al alma de la columna:

Figura 72: Conexiones típicas de momento parcialmente restringidas con placas

Adaptado del Manual del AISC, 2011, Parte 11.

Las placas serán soldadas a la columna de soporte y a las alas de la viga soportada.

En primer lugar, se determinarán las dimensiones de la placa de acuerdo a las dimensiones de los demás elementos involucrados y otros criterios que se describirán a continuación.

Según las recomendaciones del AISC se debe dejar sin soldadura 1.5 veces el ancho de la placa:

Figura 73: Recomendaciones del AISC para soldadura

Adaptado del Manual del AISC, 2011, Parte 11.

$$b_A = 2.76'' \text{ o } 7 \text{ cm}$$

Ancho de placa

$$L = 7.87'' \text{ o } 20 \text{ cm}$$

Largo de placa

$$t = \frac{1}{4}'' \text{ o } 0.64 \text{ cm}$$

Espesor de placa

$$F_y = 36 \text{ ksi o } 25\,310.50 \text{ tonf/m}^2$$

$$F_u = 58 \text{ ksi o } 40\,778.03 \text{ tonf/m}^2$$

Con las dimensiones se procede a realizar los cálculos:

Resistencia a la tracción

- Fluencia por tensión de la sección:

$$R_n = F_y * A_g$$

$$A_g = L * t$$

$$R_n = F_y * L * t$$

$$R_n = 25\,310.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 0.2 \text{ m} * 0.0064 \text{ m}$$

$$R_n = 32.4 \text{ tonf}$$

$$\text{Para : } \phi = 0.9$$

$$\phi R_n = 29.16 \text{ tonf}$$

- Resistencia a la ruptura:

$$R_n = F_u * A_e$$

$$A_e = U * A_n$$

$$A_n = A_g$$

Para calcular U revisamos la tabla N°8, caso 4:

Si:

$$\text{a) } l \geq 2w \quad U = 1.0$$

$$\text{b) } 2w > l \geq 1.5w \quad U = 0.87$$

$$\text{c) } 1.5w > l \geq w \quad U = 0.75$$

Donde:

l =longitud de soldadura, in

w =ancho de la placa (distancia entre soldaduras), in

$$l = 3.74 \text{ in}$$

$$w = 2.76 \text{ in}$$

Caso b:

$$2w > l \geq 1.5w$$

$$5.52 > l \geq 4.14$$

Entonces:

$$U = 0.87$$

$$R_n = 40778.04 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * (0.07 * 0.0064) * 0.87$$

$$R_n = 15.89 \text{ tonf}$$

$$\text{Para : } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 11.92 \text{ tonf}$$

Resistencia de bloque de corte:

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LFRD)}$$

Datos:

$$A_{nt} = \left(\frac{1}{4} \text{ in}\right) (2.76 \text{ in})$$

$$A_{nt} = 4.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 9.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = \left(\frac{1}{4} \text{ in}\right) (2 * 3.73 \text{ in})$$

$$A_{gv} = 12.03 \text{ cm}^2$$

$$U_{bs} = 1.0$$

$$R_n = 0.6 * 40778.03 \frac{tonf}{m^2} * 9.47 * 10^{-4} m^2 + 1 * 40778.03 \frac{tonf}{m^2} * 4.45 * 10^{-4} m^2$$

$$\leq 0.6 * 25310.5 \frac{tonf}{m^2} * 1.2 * 10^{-3} m^2 + 1 * 40778.03 \frac{tonf}{m^2} * 4.45 * 10^{-4} m^2$$

$$R_n = 41.31 tonf > 36.37 tonf$$

$$R_n = 36.37 tonf$$

Entonces:

$$\phi R_n = 27.28 tonf$$

Después de obtener las resistencias por tracción, corte y bloque de corte se obtiene el valor de resistencia del elemento que resulta ser el menor valor entre los casos analizados.

$$\phi R_n = 11.92 tonf$$

Para un valor de tracción ultimo de:

$$T = C = R_u = 0.855 tonf$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

Por tanto, las placas de conexión satisfacen los esfuerzos requeridos.

Resistencia a la compresión:

La resistencia disponible de elementos en compresión para los estados límites de fluencia y pandeo se determina de la siguiente manera:

Para $\frac{KL}{r} \leq 25$:

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\phi = 0.9 LRFD$$

Para $\frac{KL}{r} > 25$:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] * F_y$$

Entonces:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 * 10.5}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{0.65 * 10.5}{\sqrt{\frac{0.153}{4.48}}}$$

$$\frac{KL}{r} = 36.94$$

$$36.94 \leq 4.71 * \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}}$$

$$36.94 \leq 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 209.75 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{36 \text{ ksi}}{209.75 \text{ ksi}}} \right] * 36 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 33.50 \text{ ksi}$$

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 33.50 \text{ ksi} * 1.76 \text{ in}^2$$

$$P_n = 26.74 \text{ tonf}$$

$$\phi = 0.9 \text{ LRFD}$$

$$\phi P_n = 24.06 \text{ tonf}$$

Para:

$$P_u = 1.8 \text{ tonf}$$

Por tanto:

$$\phi P_n \geq P_u$$

Por tanto, las placas de conexión satisfacen los esfuerzos requeridos.

En segundo lugar, se determinará la resistencia de la soldadura que unirán las placas con el alma de la columna y las alas de la viga:

- Tamaño de soldadura (w): según la tabla N°12 del marco teórico de esta tesis (tabla J2.4 del AISC 360-10) el tamaño (w) mínimo para un espesor de ¼ pulg o 6.35 mm, por tanto, la soldadura será de 5 mm.
- Garganta (g): la fórmula para obtener la garganta de la soldadura es:

$$g = 0.707 * w$$

Donde:

$w = \text{tamaño de soldadura}$

$$g = 3.535 \text{ mm}$$

- Área efectiva de soldadura: $A_{we} = g * L$

Donde:

L= longitud efectiva de soldadura

$$A_{we} = 3.535 * 95 \text{ mm}^2$$

$$A_{we} = 335.83 \text{ mm}^2$$

Diseño por Resistencia

$$R_n = F_{nw} * A_{we}$$

Donde:

$$F_{nw} = 0.6 * F_{exx}$$

Para:

$$\phi = 0.75 (\text{corte})$$

$$F_{exx} = 70 \text{ ksi o } 49.21 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 49.21 * 335.83$$

$$\phi R_n = 7.44 \text{ tonf}$$

Para una resistencia ultima de:

$$R_u = 0.855 \text{ tonf}$$

Por tanto:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Por último, la conexión satisface los esfuerzos requeridos.

7.7.2. Diseño de conexión a corte con soldadura: Arriostre

La conexión que unirá los arriostres con las columnas y las vigas será mediante soldadura.

7.7.2.1. Diseño de la longitud de Soldadura para la conexión Cartela-Columna, Cartela-Viga

La conexión seleccionada para unir la cartela y la columna será soldadura de filete E70 debido a que estos electrodos se usan para aceros con valores F_y de entre 36 y 60 ksi. Para lo cual se debe definir:

- Tamaño de soldadura (w): según la tabla N°12 del marco teórico de esta tesis (tabla J2.4 del AISC 360-10) el tamaño (w) mínimo para un espesor de ¼ pulg o 6.35 mm, por tanto, la soldadura será de 5 mm.
- Garganta (g): la fórmula para obtener la garganta de la soldadura es:

$$g = 0.707 * w$$

Donde:

$$w = \text{tamaño de soldadura}$$

$$g = 3.535 \text{ mm}$$

- Área efectiva de soldadura: $A_{we} = g * L$

Donde:

L= longitud efectiva de soldadura

$$A_{we} = 3.535 * L \text{ mm}^2$$

Diseño por Resistencia

La resistencia es el menor valor entre la resistencia del material base y la resistencia del metal de soldadura.

a) Para el metal base

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM}$$

Sin embargo, según la tabla N°13 del marco teórico de este trabajo de investigación (tabla J2.5 del AISC 360-10), para tracción o compresión paralelo al eje de soldadura, soldaduras de filete incluyendo filetes en los agujeros y ranuras así como juntas t esviadas, no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes.

b) Para el metal de Soldadura

$$R_n = F_{nw} * A_{we}$$

Donde:

$$F_{nw} = 0.6 * F_{exx}$$

Para:

$$\phi = 0.75 \text{ (corte)}$$

$$F_{exx} = 70 \text{ ksi o } 49.21 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 49.21 * 3.535 * L$$

La resistencia del metal de soldadura al corte debe ser mayor o igual que la resistencia que soporta el arriostre:

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$R_u = 4247.11 \text{ kgf}$$

Como R_u es una fuerza diagonal, se procede a realizar la descomposición:

$$\theta = 57.99^\circ$$

$$R_{uV} = R_u \sin \theta = 3601.36 \text{ kgf}$$

$$R_{uH} = R_u \cos \theta = 2251.25 \text{ kgf}$$

Para la longitud vertical:

$$\phi R_n = R_{uV} = 3601.36 = 0.75 * 0.6 * 49.21 * 3.535 * L$$

$$L = 46 \text{ mm}$$

Para la longitud horizontal:

$$\phi R_n = R_{uH} = 2251.25 = 0.75 * 0.6 * 49.21 * 3.535 * L$$

$$L = 28.76 \text{ mm}$$

Según ciertas recomendaciones del AISC, si se usan soldaduras de filete longitudinal para la conexión de placas o barras, su longitud no debe ser menor que la distancia perpendicular entre ellas, debido al retraso del cortante.

La distancia perpendicular que existe entre el ángulo y la columna es aproximadamente a 20 cm.

Por tanto, la longitud de la soldadura será de 25 cm tanto para vertical y 25 cm para horizontal. Cabe recalcar que, según el modelo propuesto se cuenta con fuerzas pequeñas debido a que se cuenta con gran cantidad de arriostres, para efectos de ajuste de diseño se podría disminuir la cantidad de arriostres.

7.7.2.2. Diseño de cartela

La cartela se diseñará por tracción y compresión, de acuerdo a las fuerzas que recibe el arriostre.

Tabla 63: Características de la cartela

Características de cartela		
Espesor (t)	¼ in	0.64 cm
Esfuerzo de fluencia (Fy)	46 ksi	32341.2 tonf/m ²
Esfuerzo de ruptura (Fu)	58 ksi	40778.04 tonf/m ²

Nota. La tabla presenta características del elemento. Fuente propia.

Diseño por tracción:

- Fluencia por tracción de la sección:

$$R_n = F_y * A_g$$

$$A_g = L * t$$

$$R_n = F_y * L * t$$

$$R_n = 32341.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * 0.2\text{m} * 0.0064\text{m}$$

$$R_n = 41.4 \text{ tonf}$$

$$\text{Para : } \phi = 0.9$$

$$\phi R_n = 37.25 \text{ tonf}$$

- Resistencia a la ruptura:

$$R_n = F_u * A_e$$

$$A_e = U * A_n$$

$$A_n = A_g$$

Para calcular U revisamos la tabla N°8, caso 4:

Si:

$$\text{d) } l \geq 2w \quad U = 1.0$$

$$\text{e) } 2w > l \geq 1.5w \quad U = 0.87$$

$$\text{f) } 1.5w > l \geq w \quad U = 0.75$$

Donde:

l =longitud de soldadura, in

w=ancho de la placa (distancia entre soldaduras), in

$$l = 7.87 \text{ in}$$

$$w = 0.2 \text{ in}$$

Caso a:

$$l \geq 1.2w$$

Entonces:

$$U = 1$$

$$R_n = 40778.04 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} * (0.2 * 0.0064) * 1$$

$$R_n = 52.2 \text{ tonf}$$

$$\text{Para : } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 39.15 \text{ tonf}$$

El esfuerzo a tracción es:

$$\phi R_n = 37.25 \text{ tonf}$$

Por tanto:

$$R_u = 4.24 \text{ tonf}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

La cartela si cumple con lo requerido por tracción.

Diseño por compresión:

La resistencia disponible de elementos en compresión para los estados límites de fluencia y pandeo se determina de la siguiente manera:

Para $\frac{KL}{r} \leq 25$:

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\phi = 0.9 \text{ LRFD}$$

Para $\frac{KL}{r} > 25$:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] * F_y$$

Entonces:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.5 * 20}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{10}{\sqrt{\frac{0.437}{12.8}}}$$

$$\frac{KL}{r} = 54.12$$

$$36.94 \leq 4.71 * \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}}$$

$$54.12 \leq 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = 97.72 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{46 \text{ ksi}}{97.72 \text{ ksi}}} \right] * 46 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = 37.77 \text{ ksi}$$

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

$$P_n = 37.77 \text{ ksi} * 1.98 \text{ in}^2$$

$$P_n = 33.92 \text{ tonf}$$

$$\phi = 0.9 \text{ LRFD}$$

$$\phi P_n = 30.53 \text{ tonf}$$

Para:

$$P_u = 4.248 \text{ tonf}$$

Por tanto:

$$\phi P_n \geq P_u$$

La cartela si cumple con lo requerido por compresión, por ende, la cartela satisface los esfuerzos requeridos de la conexión.

7.7.3. Diseño por corte de consola o braqueta Tee para el apoyo de la Viga Carrilera en la Columna

La viga carrilera se conecta con la estructura de la nave a través de un apoyo simple que se encuentra en la columna como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 74: Consola o braqueta con fuerza P_u

Fuente propia.

Como se aprecia en la imagen se tiene una carga que genera excentricidad normal al plano de la superficie de falla. Dicha excentricidad se genera debido al traslado de la fuerza axial al plano de la superficie de contacto, reemplazándola por una

fuerza y un momento, que produce fuerzas de tracción y compresión. De esta forma, se genera un eje neutro que separa la zona de tracción y compresión, siendo los pernos superiores al eje neutro expuestos a fuerzas de corte y tracción y los pernos inferiores a corte y compresión.

El manual del AISC presenta dos métodos para solucionar este tipo de problemas, sin embargo, se presentará uno de ellos debido a que se considera mas preciso al no considerar el eje neutro en el centro de gravedad de los conectores.

Se podría establecer cierto orden de desarrollo:

- a) Calcular la ubicación del eje neutro
- b) Diseño por tracción de los pernos
- c) Diseño por corte de los pernos

Según las recomendaciones del AISC, una primera posición de prueba para el eje neutro puede ser seleccionada a un sexto de la altura total de la consola, medida desde el extremo interior de esta hacia arriba.

Se tiene:

$$\text{Peralte de consola} = 40 \text{ cm}$$

Entonces la posición del eje neutro se asume: $d = 7 \text{ cm}$

De la misma forma, para establecer el ancho de la consola debe ser:

$$b_{ef} = 8 * t_f \leq b_f$$

Donde:

b_{ef} =ancho de consola

t_f =espesor menor de los elementos conectados

b_f =ancho del elemento al que se conecta la consola

Entonces:

$$b_{ef} = 8 * 1.12 \leq 14.05 \text{ cm}$$

$$b_{ef} = 8.96 \approx 9.0 \text{ cm}$$

Se cuenta con una distancia mínima de 9 centímetros, por tanto, se le asignara una distancia de 14 cm.

a) Calcular la ubicación del eje neutro

El eje neutro se puede verificar mediante ecuaciones de equilibrio estático, igualando el momento del área de los pernos sobre el eje neutro con el momento del bloque de compresión bajo el eje.

Figura 75: Ubicación del eje neutro para carga excéntrica fuera del plano

Figura. Fuente propia

$$\sum A_b * y = b_{eff} * d * \frac{d}{2}$$

Donde:

$\sum A_b$ = suma de las áreas de todos los pernos sobre el eje neutro, cm^2 .

y = distancia desde la línea X-X al CG de los pernos por sobre el eje neutro, cm.

d = altura del bloque de compresión, cm.

Se considerarán pernos de 3/4":

$$\sum A_b * y = b_{eff} * d * \frac{d}{2}$$

$$(2.84 * 8) * 17.7 = 9.6 * 7 * \frac{7}{2}$$

$$402.14 \neq 235.2$$

Por tanto, se debe elegir una nueva posición para el eje neutro:

$$d = 8.7 \text{ cm}$$

$$\sum A_b * y = b_{eff} * d * \frac{d}{2}$$

$$(2.84 * 8) * 16.0 = 9.6 * 8.7 * \frac{8.7}{2}$$

$$363.5 = 363.31$$

Como se mencionó previamente, los pernos que se encuentran ubicados en la parte superior del eje neutro están expuestos a fuerzas de tracción y corte, esto lleva a pensar que se debería realizar un análisis de fuerzas de tracción y corte combinadas, sin embargo, la especificación J3.7 del AISC establece que si el refuerzo requerido, ya sea en cortante o tracción, es igual o menor del 30% del esfuerzo disponible correspondiente, no es necesario investigar el efecto del esfuerzo combinado. Por tal motivo, para este caso se realizará el análisis de esfuerzos para cada tipo de fuerza por separado.

b) Diseño por tracción de los pernos

Para el diseño por tracción por perno se optará por la siguiente formula:

$$R = \frac{P_u * e * c}{I_x} * A_b$$

Donde:

e = excentricidad

A_b =área del perno

c =distancia desde el eje neutro al perno más remoto del grupo

I_x =momento de inercia total del grupo de pernos y bloque de compresión en torno del eje neutro, cm^4 .

$$R_u = \frac{13\,583.73 \text{ kgf} * 9.84 \text{ cm} * 26.5 \text{ cm}}{7138.48} * 2.84 \text{ cm}^2$$

$$R_u = 1409.2 \text{ kgf}$$

El esfuerzo admisible por perno es:

$$R_n = F_{nt} * A_b$$

$$R_{nt} = 6320 \frac{kgf}{cm^2} * 2.84 cm^2$$

$$R_{nt} = 17948.8 kgf$$

Según LRFD, para un perno:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_{nt} = 13461.6 kgf$$

Por tanto:

$$\phi R_{nt} \geq R_u$$

Los pernos satisfacen el esfuerzo requerido por tracción.

c) Diseño por corte de los pernos

Se tiene una fuerza de cortante:

$$R_u = 13\,583.73 kgf$$

Por tanto, para cada perno:

$$R_{ultimo\ por\ perno} = \frac{R_u}{número\ de\ pernos}$$

$$R_{ultimo\ por\ perno} = \frac{13\,583.73 kgf}{10}$$

$$R_{ultimo\ por\ perno} = 1358.73 kgf$$

Según la fórmula F (2.4.6.1.1.-2) del marco teórico:

$$R_n = F_{nv} * A_b$$

Según las tablas N°11 y N°13, del marco teórico, se obtiene los valores de Fnv y Ab respectivamente.

$$R_{nv} = 4780 \frac{kgf}{cm^2} * 2.85 cm^2$$

$$R_{nv} = 13\,623 kgf$$

Según LRFD, para un perno:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_{nv} = 10217.25 \text{ kgf}$$

Entonces:

$$\phi R_{nv} \geq R_{\text{ultimo por perno}}$$

Los pernos satisfacen el esfuerzo requerido por corte.

7.8. Diseño de Plancha Base

Como se mencionó en la parte teórica de este trabajo, la guía de diseño N°1 del AISC presenta el procedimiento de diseño general:

1. Determinar la carga axial y el momento.

Obtuvimos las reacciones del programa SAP2000 y seleccionamos las fuerzas mayores:

Figura 76: Momentos y Axiales en la base de la columna

Fuente propia.

Como se puede apreciar en la figura 77, se obtuvieron los esfuerzos del caso envolvente (ENVOL), que selecciona los esfuerzos máximos de todas las combinaciones, por tal motivo, se opta por diseñar con dicho caso.

2. Elija un tamaño de plancha base de prueba, $N \times B$.

Características de los elementos implicados:

La guía antes mencionada, también presenta dimensiones mínimas de plancha, se le añade 10 o 15 cm a cada lado adyacente de la columna:

Tabla 64: Características de la columna

COLUMNA	W16X31	
Peralte (d)	15.90 in	0.404 m
Ancho (bf)	5.53 in	0.140 m
Espesor de ala (tf)	0.44 in	0.011 m
Espesor de alma (tw)	0.275 in	0.007 m

Nota. La tabla presenta características del elemento, obtenidos del manual del AISC. Fuente propia.

Tabla 65: Características de la plancha base

PLANCHA BASE	
Largo (N)	0.6 m
Ancho (B)	0.6 m
Esfuerzo de fluencia (Fy)	50 ksi

Nota. La tabla presenta características del elemento. Fuente propia.

Figura 77: Plancha Base

Adaptado de la Guía N°1: Base Plate and Anchor Rod Desing,
manual de AISC, p. 15.

Donde:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{0.6 - 0.95 * 0.403}{2} = 0.108 \text{ m}$$

$$n = \frac{B - 0.8 * b_f}{2}$$

$$n = \frac{0.5 - 0.8 * 0.14}{2} = 0.194 \text{ m}$$

Por tanto, B y N tienen 60 cm de longitud, como ya se cuenta con las dimensiones de la plancha se puede proponer las dimensiones del pedestal:

Tabla 66:Características del pedestal

PEDESTAL	
Resistencia a la compresión del concreto	280 kgf/cm ²
Largo	0.7 m
Ancho	0.7 m

Nota. La tabla presenta características del elemento. Fuente propia.

3. Determinar la excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

$$e = \frac{17633.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{15049.34 \text{ kgf}}$$

$$e = 1.17 \text{ m}$$

$$e = 117 \text{ cm}$$

Con este resultado se determina el tipo de excentricidad:

Limites	M/P < N/6	Excentricidad Baja
	N/6 < M/P < N/2	Excentricidad Moderada
	M/P > N/2	Excentricidad Alta

En este caso:

$$\frac{N}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{N}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$e > \frac{N}{2}$$

Por ende, se cuenta con una excentricidad alta.

7.8.1. Resistencia al aplastamiento del concreto

- Para el estado límite del concreto, se realiza el cálculo de la resistencia al aplastamiento, según la fórmula F (2.4.7.1.-1):

$$f_{pmax} = \phi_c * P_p$$

Donde:

$$P_p = 0.85 * f'_c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 * f'_c \quad \text{F (2.4.7.-1)}$$

A_1 : area de plancha

A_2 : area de pedestal

$\phi_c = \text{factor de resistencia a la compresion (LRFD = 0.65)}$

$$P_p = 0.85 * 280 * \sqrt{\frac{70 * 70}{60 * 60}} \leq 1.7 * 210$$

$$P_p = 208.25 \frac{kgf}{cm^2} \leq 357 \frac{kgf}{cm^2} \dots \dots \text{Cumple!}$$

Por tanto:

$$f_{pmax} = 0.65 * 208.25 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{pmax} = 135.36 \frac{kgf}{cm^2}$$

Entonces la carga distribuida será:

$$q_{max} = f_{pmax} * B$$

$$q_{max} = 135.36 * 60$$

$$q_{max} = 8121.6 \frac{kgf}{cm}$$

Y la excentricidad crítica:

$$e_{crítica} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 * q_{max}}$$

$$e_{crítica} = \frac{60}{2} - \frac{15049.34}{2 * 8121.6}$$

$$e_{crítica} = 29.07 \text{ cm}$$

$$\therefore e > e_{cri}$$

La norma menciona que si $e > e_{cri}$ se necesitan pernos de anclaje.

Por tanto, el caso seleccionado será: “Diseño de plancha base con grandes momentos”.

Figura 78: Plancha base con Momentos Grandes

Adaptado de guía N°1 del AISC, 2010.

Donde:

T= fuerza de tensión requerida en los pernos de anclaje

4. Determinación de las fuerzas de rodamientos de hormigón y varillas (pernos) de anclaje.

- El equilibrio de fuerza vertical requiere que

$$\sum F_{verticales} = 0$$

$$T = q_{max} * Y - P_r$$

Donde T es igual a la resistencia a la tracción de las varillas (pernos) de anclaje.

- La sumatoria de momentos en el punto B es igual a 0.

$$q_{max} * Y * \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r * (e + f) = 0$$

$$8121.6 * Y * \left(\frac{60}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - 15049.34 * (117 + f) = 0 \dots (1)$$

Donde:

$$f = \frac{N}{2} - 2.54cm$$

$$f = \frac{60}{2} - 2.54cm = 27.5 cm$$

Después de reemplazar f en la ecuación (1), se obtiene una ecuación cuadrática para la longitud del rodamiento, Y :

$$\therefore Y = 4.86 \text{ cm}$$

Y ; la fuerza de tensión de

$$T = 8121.6 * 4.86 - 15049.34$$

$$T = 24.421 \text{ tonf}$$

Para ciertas combinaciones de fuerza, momento y geometría, una solución real de la ecuación anterior no es posible. Por tanto, se debe cumplir lo siguiente:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 > \frac{2 * P_r * (e + f)}{q_{max}} \quad (\text{F 2.4.7.2.-4})$$

$$3306.25 \text{ cm}^2 > 535.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CUMPLE!}$$

Caso contrario, se requiere un aumento en las dimensiones de la placa.

5. Determine el espesor mínimo requerido de la placa base t_p (req).

7.8.2. Espesor Requerido para la Placa Base

7.8.2.1. Límite de rendimiento de la plancha base en la interfaz del rodamiento

Para el caso de grandes momentos, el esfuerzo del rodamiento está en su valor límite:

$$f_p = f_{p(max)}$$

El grosor requerido de la placa:

Para m:

$$Y < m \text{ (} 4.86 < 10.8 \text{)}$$

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{f_{p(max)} * Y * \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (\text{F 2.4.7.2.-5})$$

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{135.36 * 4.86 * \left(10.8 - \frac{4.86}{2}\right)}{3515.3}}$$

$$t_{p(req)} = 2.64 \text{ cm}$$

$$t_{p(req)} = 26.4 \text{ mm}$$

Para n:

$$Y < n \text{ (} 4.86 < 19.4 \text{)}$$

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{f_{p(max)} * Y * \left(n - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}}$$

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{135.36 * 4.86 * \left(19.4 - \frac{4.86}{2}\right)}{3515.3}}$$

$$t_{p(req)} = 3.76 \text{ cm}$$

$$t_{p(req)} = 37.6 \text{ mm}$$

7.8.2.2. Límite de rendimiento de la plancha base en la interfaz de tensión

La fuerza de tensión T_u (LRFD) en las varillas (pernos) de anclaje causará que se doble la plancha base. La acción de voladizo se asume de manera conservadora con la longitud del tramo igual a la distancia desde la línea central de la varilla hasta el centro de la pestaña de la columna, x .

Figura 79: Plancha base con Momentos Grandes

Figura. Adaptado de guía N°1 del AISC, 2010.

La resistencia a la flexión requerida de la plancha base se puede determinar de la siguiente manera:

$$M_{pl} = \frac{T_u * x}{B}$$

Donde:

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}$$

x = distancia desde la línea central de la varilla hasta el centro de la pestaña de la columna

d = peralte del perfil

t_f = espesor del ala del perfil

$$x = 27.5 - \frac{40.38}{2} + \frac{1.10}{2}$$

$$x = 7.86 \text{ cm}$$

Al igualar la ecuación de tensión por varilla de tensión con la ecuación del momento resistente a flexión se obtiene una expresión para el espesor de placa requerido:

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{T_u * x}{B * F_y}}$$

$$t_{p(req)} = 2.11 * \sqrt{\frac{24421 * 7.86}{60 * 3515.3}}$$

$$t_{p(req)} = 2.013 \text{ cm}$$

$$t_{p(req)} = 20.13 \text{ mm}$$

Por tanto, el espesor será el valor mayor:

$$t_{p(req)} = 37.6 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}$$

6. Determinación del diámetro de pernos de anclaje

Para la fuerza de tensión T_u obtenida, se asume dos pernos de anclaje:

$$T_u = 24.421 \text{ tonf}$$

Si se asume que dos pernos soportaran el esfuerzo T_u , cada perno debería resistir 12.21 tonf o 26.91 kips. Utilizando la tabla número 68, se puede seleccionar el diámetro ahodel perno:

Tabla 67: Resistencia admisible de pernos

Table 3.1. Anchor Rod (Rod Only) Available Strength, kips							
Rod Diameter, in.	Rod Area, A_r , in ²	LRFD ϕR_n , $\phi = 0.75$			ASD R_n / Ω , $\Omega = 2.00$		
		Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips	Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
5/8	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
3/4	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
7/8	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
1 1/8	0.994	32.4	41.9	69.9	21.6	28.0	46.6
1 1/4	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
1 1/2	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
1 3/4	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
2	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
2 1/4	3.98	130	168	280	86.5	112	186
2 1/2	4.91	160	207	345	107	138	230
2 3/4	5.94	194	251	418	129	167	278
3	7.07	231	298	497	154	199	331
3 1/4	8.30	271	350	583	180	233	389
3 1/2	9.62	314	406	677	209	271	451
3 3/4	11.0	360	466	777	240	311	518
4	12.6	410	530	884	273	353	589

TABLA 68. Resistencia admisible de pernos, adaptado de la guía N°1 del AISC, 2010, p.20.

Por tanto, se eligen pernos de 1 1/4", grado 36, cuya resistencia es de 40 kips, cabe recalcar que esta es una suposición inicial que debe ser ajustada con el diseño de pernos de anclaje.

7.9. Diseño de pernos de anclaje

Los pernos de anclaje sujetos a una base de concreto se diseñan bajo los requisitos del ACI-318, que se presentan en el marco teórico de esta investigación.

A continuación, se presentan los datos de los pernos de 1 1/4", que fueron previamente seleccionados según el diseño de plancha base.

Tabla 68: Características de los pernos

Datos de los pernos 1 1/4"			
fu	6300.00	kg/cm2	resistencia a la fractura del acero
hef	30.00	cm	altura del perno
do	3.81	cm	diámetro del perno
Ase	6.25	cm2	área útil de la sección del perno
Abrg	14.45	cm3	área útil de la cabeza del perno

Ca1	15.00	cm	distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en x
Ca2	15.00	Cm	distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en y
S1	30.00	Cm	separación entre pernos en el eje x
S2	30.00	Cm	separación entre pernos en el eje y

Nota. La tabla presenta características del elemento obtenidos del manual del AISC. Fuente propia.

Tabla 69:Características geométricas del pedestal

Datos del pedestal bajo la plancha			
f'c	280.00	kg/cm2	resistencia a la compresión del concreto
Lx	70.00	cm	longitud del pedestal en el eje x
Ly	70.00	cm	longitud del pedestal en el eje y
h	150.00	cm	altura del pedestal

Nota. La tabla presenta características del elemento. Fuente propia.

Tabla 70:Cargas últimos según combinación en los pernos

CASO	Fx(Kgf)	Fy(Kgf)	Fz(Kgf)	Mx(Kgf-m)	My(Kgf-m)
DEAD	199.89	476.55	3717.29	-0.74	576.08
LIVE	1336.59	1021.04	4247.50	-59.44	7216.63
Lr	100.37	250.74	1504.82	-0.45	290.98
W1	-45.90	95.65	550.19	-0.16	-387.24
W2	76.49	-159.39	-916.87	0.27	645.32
W3	-168.83	-70.18	-460.82	0.13	-912.58
W4	-563.46	-3.65	-49.08	0.00	-1741.19
W5	-146.91	3.06	0.01	-0.03	-881.39
WA	-925.10	24.87	40.30	-0.07	-3922.39
WB	-802.71	-230.17	-1426.75	0.37	-2889.83
WC	-710.37	-0.60	-49.07	-0.04	-2622.58
SXX	577.26	9.26	108.62	0.27	3299.99
SY Y	11.97	465.05	1307.73	167.72	37.04
1.4CM	279.84	667.17	5204.21	-1.03	806.51
CM+CV	1636.85	1748.34	9469.61	-60.62	8083.69
1.2CM+1.6CV+0.5Lr	2428.60	2330.90	12009.16	-96.21	12383.39
1.2CM+0.5CV+1.6Lr	1068.75	1483.57	8992.21	-31.32	4765.18
1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	-244.28	1240.08	7389.30	-30.92	-654.02
1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	-85.18	908.53	5482.13	-30.35	688.31
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	1485.42	1091.64	6693.12	-30.33	7599.59
1.2CM+1.0SXX+0.5CV	330.91	1073.12	6475.87	-30.87	999.62
1.2CM+1.0SY Y+0.5CV	920.13	1547.43	7892.23	137.12	4336.64
1.2CM+1.0SY Y+0.5CV	896.19	617.33	5276.77	-198.33	4262.56
ENVOL MAX	2428.60	2330.90	12009.16	0.37	12383.39
ENVOL MIN	-925.10	-230.17	-1426.75	-96.21	-3922.39

Nota. La tabla presenta los resultados de las diferentes combinaciones. Fuente propia.

7.5.1. Requisitos de diseño para cargas a tracción

En esta sección se verificará las resistencias tanto del perno y del concreto a la fuerza de tracción a la que están sometidos por las distintas solicitaciones de carga.

Resistencia del acero de un anclaje a tracción

En esta etapa verificamos si la resistencia de un perno puede soportar a la fuerza última a la que está sometida.

$$N_{sa} = A_{se} f_{uta}$$

$$N_{sa} = 6.25 \text{ cm}^2 \times 6300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$N_{sa} = 39385 \text{ kg}$$

$$\phi N_{sa} = 0.75 * 39385 = 29538 \text{ kg}$$

$$N_{ua} = 713.38 \text{ kg}$$

$$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$$

¡CUMPLE!

Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje a tracción

En esta sección se verifica la resistencia del volumen de concreto que rodea al anclaje o grupo de anclajes, para desprenderse del elemento

En este caso se utilizará la siguiente ecuación:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

Se halla el área proyectada de falla de un solo anclaje (A_{Nco}).

Para poder realizar todo el procedimiento la norma ACI-318 nos menciona que la altura del perno (h_{ef}), debe tener un ajuste, solo para uso de cálculos.

$$h_{ef} = \text{mayor} \left(\frac{C_{a1}}{1.5}; \frac{C_{a2}}{1.5}; \frac{S_1}{3}; \frac{S_2}{3} \right)$$

$$h_{ef} = \text{mayor}\left(\frac{15}{1.5}; \frac{15}{1.5}; \frac{30}{3}; \frac{30}{3}\right)$$

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

$$A_{Nco} = 9 \times 10^2 = 900 \text{ cm}^2$$

Se halla el área proyectada de superficie de falla para un grupo de pernos (A_{Nc}).

$$A_{Nc} = (C_{a1} + S_1 + 1.5h_{ef})(C_{a2} + S_2 + 1.5h_{ef})$$

$$A_{Nc} = (15 + 35 + 1.5 * 10)(15 + 35 + 1.5 * 10) = 3600 \text{ cm}^2$$

Se halla la resistencia al arrancamiento del concreto N_b .

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$N_b = 10 * 1 \sqrt{280} * 10^{1.5}$$

$$N_b = 5291.50 \text{ kg}$$

k_c = Coeficiente por instalación (10 preinstalados)

λ_a = factor por peso de concreto

Hallamos el factor de modificación por cargas excéntricas ($\psi_{ec,N}$).

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}}$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 * 0}{3 * 10}} = 1$$

e'_N = excentricidad de la carga de tracción respecto al eje de los pernos

Hallamos el factor de modificación de borde ($\psi_{ed,N}$). Verificamos la condición en la que se encuentra:

Como:

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$$

$$\psi_{ed,N} = 1$$

Hallamos el factor de modificación por instalación ($\psi_{c,N}$).

$$\psi_{c,N} = 1.25 \text{ Para anclajes preinstalados}$$

Hallamos el factor de modificación para anclajes postinslados ($\psi_{cp,N}$).

$$\psi_{cp,N} = 1 \text{ como los anclajes son preinstalados este factor es igual 1}$$

Luego de obtener todos estos valores, se reemplazan en la formula general.

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{cbg} = \frac{3600}{900} \times 1 \times 1 \times 1.25 \times 1 \times 5291.50$$

$$N_{cbg} = 26457 \text{ kg}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.75 * 26457 = 19843 \text{ kg}$$

$$N_{uag} = 1426.75 \text{ kg}$$

$$\phi N_{cbg} \geq N_{uag}$$

¡¡CUMPLE!!

Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de anclaje preinstalado y post-instalados

Es la resistencia del anclaje o un componente principal que se desliza fuera del concreto sin romper una parte sustancial del concreto que lo rodea

En este caso se utilizará la siguiente ecuación:

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p$$

$$\psi_{c,P} = 1.4 \text{ factor de modificación por fisuras en el concreto}$$

Se halla la resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un perno

$$N_p = 8A_{brg} f'_c$$

$$N_p = 8 \times 14.45 \times 280 = 32371.55 \text{ kg}$$

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p$$

$$N_{pn} = 1.4 \times 32371.55 = 45320 \text{ kg}$$

$$\phi N_{pn} = 0.75 \times 45320 = 33390 \text{ kg}$$

$$N_u = 1426.75 \text{ kg}$$

$$\phi N_{pn} > N_u$$

¡¡CUMPLE!!

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza en tracción

En este caso se utilizará la siguiente ecuación:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right) N_{sb}$$

Se halla la resistencia nominal al desprendimiento (N_{sb}).

$$N_{sb} = \alpha 13 C_{a1} \sqrt{A_{brg} \lambda_a \sqrt{f'_c}}$$

$$N_{sb} = 0.5 \times 13 \times 15 \sqrt{14.45 \times 1 \times \sqrt{280}}$$

$$N_{sb} = 6202 \text{ kg}$$

α = es un factor de reducción por borde. Se halla mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\left(1 + \frac{C_{a2}}{C_{a1}}\right)}{4}$$

$$\alpha = \frac{\left(1 + \frac{15}{15}\right)}{4} = 0.5$$

Se reemplaza en la formula principal

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right) N_{sb}$$

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{35}{6 \times 15}\right) \times 6202 = 8269 \text{ kg}$$

$$\phi N_{sbg} = 0.75 \times 8269 = 6202 \text{ kg}$$

$$N_{uag} = 1426.75 \text{ kg}$$

$$\phi N_{sbg} \geq N_{uag}$$

¡¡CUMPLE!!

7.9.1. Requisitos de diseño para cargas a corte

En esta sección se verificará las resistencias tanto del perno y del concreto a la fuerza de corte a la que están sometidas por las distintas solicitaciones de carga.

Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

En este caso se utilizará la siguiente ecuación:

$$V_{sa} = A_{se,v} f_{uta}$$

$$V_{sa} = 6.25 \times 6300$$

$$V_{sa} = 39385 \text{ kg}$$

$$\phi V_{sa} = 0.65 \times 39385 = 25600 \text{ kg}$$

$$V_u = 2428 \text{ kg}$$

$$\phi V_{sa} > V_u$$

¡¡CUMPLE!!

Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a corte

En este caso se utilizará la siguiente ecuación:

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b$$

Se halla el área proyectada para un anclaje individual (A_{vco}).

$$A_{vco} = 4.5(C_{a1})^2$$

$$A_{vco} = 4.5(15)^2$$

$$A_{vco} = 787.50 \text{ cm}^2$$

Se halla el área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del borde de concreto(A_{Vc}).

$$A_{Vc} = (3C_{a1} + S_1)h_a$$

$$A_{Vc} = (3 \times 15 + 30) \times 22.50$$

$$A_{Vc} = 1687.5 \text{ cm}^2$$

Donde:

h_a = altura del pedestal pero no mayor que $1.5C_{a1}$

$$h_a = 1.5 \times 15 = 22.50 \text{ cm}$$

Se halla la resistencia básica al arrancamiento del concreto (V_b)

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

l_e = es igual h_{ef} a pero no mayor que $8d_a$;

$$l_e = 30 \leq 25.4$$

$$l_e = 25.4 \text{ cm}$$

$$V_b = 0.6 \left(\frac{25.4}{3.18} \right)^{0.2} \sqrt{3.18} \times 1 \times \sqrt{280} \times (15)^{1.5} = 1720.16 \text{ kg}$$

Se halla el factor de modificación por efectos de excentricidad de la carga respecto al eje de los pernos($\psi_{ec,V}$).

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_v}{3c_{a1}}}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \times 0}{3 \times 15}} = 1$$

Se halla el factor de modificación por efectos de borde ($\psi_{ed,V}$).

Como:

$$C_{a2} < 1.5C_{a1}$$

Por lo tanto:

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}}$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{15}{1.5 \times 15}$$

$$\psi_{ed,V} = 0.9$$

Se halla el factor de modificación para concreto reforzado ($\psi_{c,V}$).

$\psi_{c,V} = 1.2$ para anclajes en concreto fisurado con refuerzo

Se halla el factor de modificación para pernos ubicados en un elemento de concreto ($\psi_{h,V}$).

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5 C_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$$

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5 \times 15}{22.5}} \geq 1.0$$

$$\psi_{h,V} = 1.0$$

Se reemplaza en la formula principal

$$V_{cbg} = \frac{787.50}{1687.50} \times 1 \times 0.9 \times 1.2 \times 1 \times 1720.16$$

$$V_{cbg} = 3980.94 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cbg} = 2587.61 \text{ kg}$$

$$V_{uag} = 2428 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cbg} > V_{uag}$$

¡¡CUMPLE!!

Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a corte

Para este caso se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg}$$

Donde:

$k_{cp} = 1$ para h_{ef} menores a 60 cm

$$V_{cpg} = 1 \times 26457 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cpg} = 0.65 * 26457 = 17197 \text{ kg}$$

$$V_{uag} = 2428 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cbg} > V_{uag}$$

¡¡CUMPLE!!

7.10. Diseño de Pedestal

Para realizar el diseño del pedestal de la nave industrial se utilizarán las ecuaciones y fórmulas que se encuentran en la sección 2.5.1.

El diseño de los pedestales tiene gran similitud con el diseño de las columnas de concreto armado. Se considera que intervienen dos efectos simultáneos flexión y carga axial (flexo-compresión).

Figura 80: Elección del pedestal a diseñar

Figura: El círculo rojo encierra el pedestal de la nave industrial.

Fuente propia.

Tabla 71:Características generales del pedestal

Sección:	70 x70	
modulo de elasticidad (E)	210000	kg/cm2
Resistencia a compresión (f'c)	280	kg/cm2
altura (h)	1.50	m

Nota. La tabla presenta características del elemento. Fuente propia.

Tabla 72:: Cargas últimas axial y momento en los pedestales

PEDESTAL/EJE	CASOS	P	M1	M2
		tonf	tonf-m	tonf-m
1-B	DEAD	4.98	0.67	0.82
1-B	LIVE	0.97	0.56	8.90
1-B	W1	0.27	0.06	0.69
1-B	W2	-0.45	0.10	1.14
1-B	W3	-0.90	0.23	0.76
1-B	W4	0.00	0.01	1.39
1-B	W5	0.04	0.00	2.08
1-B	SXX	0.09	0.01	3.95
1-B	SYY	1.25	0.82	0.06
1-B	Lr	1.48	0.35	0.41
1-B	1.4CM	6.98	0.94	1.14
1-B	1.2CM+1.6CV+0.5Lr	8.27	1.88	13.05
1-B	1.2CM+0.5CV+1.6Lr	8.84	1.66	2.81
1-B	1.2CM+1.3WA+0.5Lr+0.5CV	6.44	1.05	3.13
1-B	WA	-0.59	0.17	4.92
1-B	WB	-1.32	0.33	3.09
1-B	WC	0.04	0.00	3.47
1-B	1.2CM+1.3WB+0.5Lr+0.5CV	5.50	0.84	0.76
1-B	1.2CM+1.0SXX+0.5CV	6.56	1.08	7.42
1-B	1.2CM+1.0SXX+0.5CV	6.37	1.10	0.47
1-B	1.2CM+1.0SYY+0.5CV	7.71	0.27	3.53
1-B	1.2CM+1.0SYY+0.5CV	5.22	1.91	3.41
1-B	CM+CV	7.44	1.59	7.67
1-B	ENVOL	8.84	0.33	13.05
1-B	ENVOL	-1.32	1.88	4.92
2-B	DEAD	4.13	0.04	0.97
2-B	LIVE	1.97	0.27	10.25
2-B	W1	0.07	0.02	0.70
2-B	W2	-0.12	0.04	1.17
2-B	W3	-0.59	0.08	0.62
...	...	...	...	...
1-A	CM+CV	10.73	2.56	10.43
1-A	ENVOL	13.54	0.33	15.90
1-A	ENVOL	-1.41	3.44	5.28

Nota. La tabla presenta los valores para las fuerzas axiales y de momento últimos por las diferentes combinaciones.
Fuente propia.

7.10.1. Diseño a flexocompresion

Para el diseño de los elementos sometidos a flexo compresión, se define la sección del elemento y se fija una cantidad de refuerzo de acero con lo cual se obtiene valores de fuerza axial y momento flector; con los cuales se forma el diagrama de interacción del pedestal.

Debido a que el diagrama de interacción es un proceso iterativo, nos apoyamos en el programa MathCad. Luego, al poseer las cargas últimas obtenidas por el programa SAP2000, verificamos qué cantidad de acero es la que logra contener todas las combinaciones en el diagrama tanto para el eje X como Y. Finalmente, luego del proceso iterativo se definió que el acero longitudinal colocado sería de 3/4 con 5 unidades en cada cara, con un total de 16 aceros longitudinales.

Verificación de cuantía

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2.84 * 16}{60 * 60} = 1.26\%$$

$$1\% < \rho < 6\%$$

Se encuentra dentro de lo normado.

Diagrama de interacción en la dirección X

Al tener la combinación de cargas últimas de carga axial y momento flector en X, verificamos que estos puntos se encuentren dentro del diagrama.

Figura 81: Momentos y fuerzas de compresión ultimas dentro del diagrama de interacción, en el eje X.

Fuente propia.

Diagrama de interaccion en la dirección Y

Al tener la combinacion de cargas ultimas de carga axial y momento flector en Y, verificamos que estos puntos se encuentren dentro del diagrama.

Figura 82: Momentos y fuerzas de compresión ultimas dentro del diagrama de interacción, en el eje Y.

Fuente propia.

Por el diseño y análisis uniaxial podemos bisualizar que todas las combinaciones estan dentro del diagrama de interaccion lo cual valida nuestro diseño.

7.10.2. Diseño por corte

Para el diseño por nos basaremos en la norma E.060. Capitulo 11.

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistecia Nominal al cortante se basa en la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (F 2.5.1.-6)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right) \quad (F 2.5.1.-7)$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 60 * 54 * \left(1 + \frac{20900}{140 * 3600}\right)$$

$$V_c = 29.90 \text{ tonf}$$

La resistencia que proveera el acero sera de:

$$V_s = \frac{4.2}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{4.2}{0.85} - 18.3$$

$$V_s = 0$$

Como se puede apreciar no es necesario colocar refuerzo transversal, pero la norma E.060 nos indica unos mínimos en los capitulos 7.10 y 21.4.5. Por ello se decide colocar estribos de 3/8". 2@5cm, 5@10cm, rsto@20cm.

7.11. Diseño de Zapata

Para el diseño de la zapata nos apoyaremos en la norma E.060, capítulo 15. Así mismo, diseñaremos la zapata ubicada en el eje 2-A debido a que presenta las mayores cargas, que a continuación se muestran.

Tabla 73: Momentos y fuerzas producidas en la base de la estructura por diferentes cargas

CASOS	P	Mx	My
	tonf	ton-m	ton-m
DEAD	4.13	-0.04	0.97
LIVE	9.75	0.14	13.30
SXX	0.14	0.05	4.30
SY Y	1.41	0.87	0.07
Lr	0.77	-0.13	0.60
WA	0.17	-0.04	-6.36
WB	-0.77	0.08	-5.36
WC	-0.06	-0.03	-4.81
1.4CM	5.78	-0.05	1.36
CM+CV	19.24	-0.03	12.60
1.4CM+1.7CV	30.61	-0.03	20.20
1.25CM+1.25CV+1.25WA	18.52	-0.09	10.63
1.25CM+1.25CV+1.25WB	17.35	0.07	10.88
0.9CM+1.25WA	13.20	-0.09	-7.07
0.9CM+1.25WB	13.53	0.07	-5.83
1.25CM+1.25CV+SXX	27.32	0.02	17.32
1.25CM+1.25CV-SXX	27.21	-0.09	14.28
1.25CM+1.25CV+SY Y	27.43	0.84	17.30
1.25CM+1.25CV-SY Y	27.25	-0.90	16.50
0.9CM+SXX	13.26	0.02	5.17
0.9CM-SXX	13.63	-0.09	-3.43
0.9CM+SY Y	5.13	0.84	0.94
0.9CM-SY Y	2.31	-0.90	0.80

Nota: La tabla indica los momentos y fuerzas en la base de la estructura producidos por las diferentes solicitaciones de carga.

7.11.1. Predimensionamiento de la zapata

Se procede con el predimensionamiento, se usará la siguiente inequación.

$$Az \geq \frac{(P_{cm} + P_{cv}) \times 1.1}{\sigma_{adm}}$$

$$Az \geq \frac{(4.13 + 9.75 + 0.77) \times 1.1}{20}$$

$$Az \geq 0.81 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, la zapata puede abarcar de las dimensiones de 0.9m en adelante. Pero luego de realizar las verificaciones de presiones y volteo verificamos que el dimensionamiento de la zapata seria de 2 x 2 m con un peralte de 0.60m.

7.11.2. Verificación de presiones

En esta sección se procede a realizar la verificación por presiones de cada combinación de carga en la zapata.

La ecuación general de esfuerzos para cualquier punto de la cimentación se define como:

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{P}{B.A} * (1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{A}) \quad (F 2.5.2.-1)$$

Se procede a realizar la verificación de presiones para la combinación 1.4CM+1.7CV.

Hallamos las excentricidades para cada eje:

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad (F 2.5.2.-2)$$

$$e_x = \frac{20.20}{30.61} = 0.66m$$

De la misma forma para la excentricidad en y.

$$e_y = \frac{M_x}{P} \quad (F 2.5.2.-1)$$

$$e_x = \frac{0.03}{30.61} = 0.1cm$$

Hallamos los esfuerzos producidos por dicha combinación.

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{30.61}{2 \times 2} * (1 \pm \frac{6 \times 0.66}{2} \pm \frac{6 \times 0.001}{2})$$

$$\sigma_1 = 20.20 \frac{tonf}{m^2}$$

$$\sigma_2 = 22.78 \frac{tonf}{m^2}$$

$$\sigma_3 = -7.52 \frac{tonf}{m^2}$$

$$\sigma_4 = -7.47 \frac{tonf}{m^2}$$

Se realiza la verificación que sea menor que el esfuerzo admisible del suelo.

$$\sigma_{1,2,3,4} < \sigma_{adm}$$

$$22.78 \frac{tonf}{m^2} < 26 \frac{tonf}{m^2}$$

¡CUMPLE!

Se realizará el procedimiento solo para un esfuerzo, los demás valores serán calculadas por la hoja de cálculo, Excel. Cabe resaltar que, para combinaciones producidas por los efectos de sismo, viento y aquellas combinaciones que tengan cargas dinámicas el esfuerzo admisible aumenta en un 30%.

Tabla 74: Verificaciones de esfuerzos de presiones de las diferentes combinaciones

CASOS	P	Mx	My	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_{adm}	Verificación
	tonf	ton-m	ton-m	ton/m2	ton/m2	ton/m2	ton/m2	ton/m2	
DEAD	4.13	-0.04	0.97	1.73	1.79	0.28	0.33	20	¡OK!
LIVE	9.75	0.14	13.30	12.51	12.31	-7.43	-7.64	26	¡OK!
SXX	0.14	0.05	4.30	3.30	3.22	-3.15	-3.23	26	¡OK!
SY Y	1.41	0.87	0.07	1.06	-0.25	0.95	-0.35	26	¡OK!
Lr	0.77	-0.13	0.60	0.55	0.73	-0.35	-0.16	20	¡OK!
WA	0.17	-0.04	-6.36	-4.76	-4.69	4.78	4.84	26	¡OK!
WB	-0.77	0.08	-5.36	-4.15	-4.27	3.89	3.77	26	¡OK!
WC	-0.06	-0.03	-4.81	-3.65	-3.60	3.57	3.62	26	¡OK!
1.4CM	5.78	-0.05	1.36	2.43	2.50	0.39	0.47	20	¡OK!
CM+CV	19.24	-0.03	12.60	14.24	14.28	-4.66	-4.62	26	¡OK!
1.4CM+1.7CV	30.61	-0.03	20.20	22.78	22.83	-7.52	-7.47	26	¡OK!
1.25CM+1.25CV+1.25WA	18.52	-0.09	10.63	12.54	12.67	-3.41	-3.28	26	¡OK!
1.25CM+1.25CV+1.25WB	17.35	0.07	10.88	12.55	12.45	-3.77	-3.87	26	¡OK!
0.9CM+1.25WA	13.20	-0.09	-7.07	-2.07	-1.94	8.54	8.67	26	¡OK!
0.9CM+1.25WB	13.53	0.07	-5.83	-0.93	-1.04	7.80	7.70	26	¡OK!
1.25CM+1.25CV+SXX	27.32	0.02	17.32	19.83	19.81	-6.15	-6.17	26	¡OK!
1.25CM+1.25CV-SXX	27.21	-0.09	14.28	17.45	17.58	-3.97	-3.84	26	¡OK!
1.25CM+1.25CV+SY Y	27.43	0.84	17.30	20.46	19.20	-5.49	-6.75	26	¡OK!
1.25CM+1.25CV-SY Y	27.25	-0.90	16.50	18.51	19.87	-6.24	-4.88	26	¡OK!
0.9CM+SXX	13.26	0.02	5.17	7.21	7.18	-0.55	-0.58	26	¡OK!
0.9CM-SXX	13.63	-0.09	-3.43	0.77	0.90	5.91	6.04	26	¡OK!
0.9CM+SY Y	5.13	0.84	0.94	2.62	1.36	1.20	-0.06	26	¡OK!
0.9CM-SY Y	2.31	-0.90	0.80	0.50	1.86	-0.70	0.65	26	¡OK!

Nota: La tabla indica las verificaciones de presiones respecto a las diferentes combinaciones de carga.

7.11.3. Verificación de volteo

Debido a las cargas provenientes del puente grúa, cuando el coche está acelerando o desacelerando, puede producir esfuerzos de compresión y tensión en la zapata que puede ocasionar el volteo de la cimentación, debido a ello, es necesario verificar la estabilidad ante tal efecto. El factor de seguridad se define como:

$$FSV = \frac{M_{resistente}}{M_{volcante}} \quad (F 2.5.2.-4)$$

Este factor debe ser mayor a 1.5.

$$M_{resistente} = \frac{PxL}{2} \quad (F 2.5.2.-5)$$

Se realizará el procedimiento solo para la combinación **1.4CM+1.7CV** y para el momento en el eje Y, los demás valores serán calculados con la ayuda de la hoja de cálculo, Excel.

$$M_{volcante} = 20.20 \text{ tonf.m}$$

$$M_{resistente} = \frac{30.61 \times 12}{2}$$

$$M_{resistente} = 30.61 \text{ tonf.m}$$

$$FSV = \frac{30.61}{20.20}$$

$$FSV = 1.52$$

¡CUMPLE!

Tabla 75: Verificación de volteo respecto a las diferentes combinaciones de carga.

CASOS	M. volcantes			M.resistentes		FSV _x	FSV _y
	P	M _x	M _y	M _x	M _y		
	tonf	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m		
1.4CM	5.78	-0.05	1.36	5.78	5.78	113.34	4.26
CM+CV	19.24	-0.03	12.60	19.24	19.24	727.96	1.53
1.4CM+1.7CV	30.61	-0.03	20.20	30.61	30.61	900.56	1.52
1.25CM+1.25CV+1.25WA	18.52	-0.09	10.63	18.52	18.52	210.56	1.74
1.25CM+1.25CV+1.25WB	17.35	0.07	10.88	17.35	17.35	253.26	1.59
0.9CM+1.25WA	13.20	-0.09	-7.07	13.20	13.20	150.46	1.87
0.9CM+1.25WB	13.53	0.07	-5.83	13.53	13.53	196.86	2.32
1.25CM+1.25CV+SXX	27.32	0.02	17.32	27.32	27.32	1374.25	1.58
1.25CM+1.25CV-SXX	27.21	-0.09	14.28	27.21	27.21	316.62	1.91

1.25CM+1.25CV+SY	27.43	0.84	17.30	27.43	27.43	32.75	1.59
1.25CM+1.25CV-SY	27.25	-0.90	16.50	27.25	27.25	30.16	1.65
0.9CM+SXX	13.26	0.02	5.17	13.26	13.26	659.70	2.56
0.9CM-SXX	13.63	-0.09	-3.43	13.63	13.63	159.01	3.98
0.9CM+SY	5.13	0.84	0.94	5.13	5.13	6.12	5.43
0.9CM-SY	2.31	-0.90	0.80	2.31	2.31	2.56	2.88

Nota: La tabla indica las verificaciones de volteo respecto a las diferentes combinaciones de carga.

Entonces de acuerdo con la tabla anterior (N°76) se tiene que el factor de seguridad contra el volteo es de 1.52. El cual está conforme a las solicitaciones de la norma E.060.

7.11.4. Diseño por flexión

Para el diseño de las zapatas en concreto armado se utiliza las combinaciones de carga amplificadas para el concreto.

La combinación a utilizar será 1.4D + 1.7L

Con el esfuerzo ultimo de diseño se verificará el peralte de la zapata y el acero de refuerzo requerido en la zapata. A continuación, se muestra el procedimiento.

Se halla el momento ultimo al que está sometido la zapata.

$$M_u = \frac{\sigma_u x b}{2} x L^2 \quad (F 2.5.2.-9)$$

$$\sigma_u = 1.2 * \sigma_{1,2,3,4} \quad (F 2.5.2.-8)$$

$$\sigma_u = 1.2 * 22.83 = 27.40 \frac{tonf}{m^2}$$

$$M_u = \frac{27.40 x 2}{2} x 0.7^2 = 13.23 tonf.m$$

Se procede a encontrar la cantidad de acero que se necesita para poder soportar el momento último.

$$\frac{M_u}{\phi} = 0.85 f'_c b a (d - \frac{a}{2}) \quad (F 2.5.2.-6)$$

$$\frac{13.23 * 10^5}{0.9} = 0.85 x 280 x 200 a (52.5 - \frac{a}{2})$$

$$a = 0.59 cm$$

$$A_s = \frac{0.85af'_c b}{f_y} \quad (\text{F 2.5.2.-7})$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 0.59 \times 280 \times 200}{4200}$$

$$A_s = 6.68 \text{ cm}^2$$

Verificamos que el acero hallado sea mayor que el acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018bd \quad (\text{F 2.5.2.-10})$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 200 \times 52.5$$

$$A_{smin} = 18.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s$$

Por lo tanto, se decidió colocar 18.9 cm², que son varillas de 3/4’’@20cm.

7.11.5. Verificación por cortante por punzonamiento.

El punzonamiento se verifica en el perímetro del pedestal más la mitad del peralte efectivo de la zapata. A continuación, se procede con los cálculos.

Se halla la cortante última por punzonamiento.

$$V_u = \sigma_u(A - A_o) \quad (\text{F 2.5.2.-11})$$

$$V_u = 27.4 (2^2 - 1.2^2)$$

$$V_u = 70.14 \text{ tonf}$$

La resistencia a cortante por punzonamiento se calcula con el menor valor obtenido de las siguientes expresiones

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{F 2.5.2.-12})$$

$$V_c = 0.27 \left(\alpha_s * \frac{d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{F 2.5.2.-13})$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{F 2.5.2.-14})$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{280} \times 460 \times 52.5 = 670.46 \text{ tonf}$$

$$V_c = 0.27 \left(40 * \frac{52.5}{480} + 2 \right) \sqrt{280} \times 480 \times 52.5 = 725.81 \text{ tonf}$$

$$V_c = 1.06\sqrt{280} \times 480 \times 52.5 = 446.97 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 379.93 \text{ tonf}$$

Se realiza la verificación que el cortante nominal sea mayor al cortante último.

$$\phi V_c > V_u$$

¡CUMPLE!

8. CONCLUSIONES

Para el objetivo principal:

- Se elaboró un documento a modo de guía que, mediante un ejemplo aplicativo, contiene la información necesaria para definir una metodología estandarizada, clara y concisa para el correcto análisis y diseño estructural de una nave industrial con puente grúa.

Para objetivos secundarios:

- Se realizó una recopilación de buenas prácticas y fundamentos teóricos, tanto de expertos como de normas peruanas y americanas, para realizar un correcto análisis del comportamiento del puente grúa sobre la nave industrial.
 - Ratio de peso por m² de la nave industrial: la experiencia de ingenieros indica que el ratio es de 35 kg/m² – 50 kg/m², la nave industrial se encuentra con 40 kg/m².
 - Clasificación del puente grúa: El CMAA clasifica los puentes grúa según su uso y ciclo de operación, para establecer las restricciones de desplazamientos tanto para la viga carrilera y la columna.
 - Predimensionamiento: Se recomienda la elección de los elementos con secciones compactos ya que las verificaciones a realizar son menores.
 - Cargas de Viento: Se analizó según el libro Zapata Baglieto, pero con los coeficientes actualizados de la norma peruana E.020.
 - Análisis sísmico: Primero se debe realizar el análisis iterativo hasta ubicar la zona crítica del puente grúa, luego se realiza el análisis sísmico. La guía de diseño N°7 del AISC indica que las cargas de izaje no deben ser consideradas en el análisis sísmico.
 - Diseño de columna: Se realizó un análisis adecuado para verificar la posición del

puede generar un efecto crítico sobre la columna. La guía de diseño N°3 del AISC, brinda límites de desplazamientos.

- Diseño de viga carrilera: Se realizó un análisis adecuado para verificar la posición del puente grúa que genere un efecto crítico sobre la viga carrilera. La guía de diseño N°3 del AISC brinda límites deflexiones de la viga carrilera. Así mismo, el modelo matemático que representa la viga carrilera es una viga continuamente apoyada debido a que genera una reducción de deflexiones, material y costo.

Para el diseño de conexiones

- Se debe tener en cuenta el tipo de conexión (momento, corte), según el tipo de esfuerzo que transmiten los elementos conectados.
- El manual del AISC cuenta con tablas de conexiones estándar, que contiene información sobre perfiles, número y diámetro de pernos, esfuerzos permitidos, etc.
- Se debe tener en cuenta el bloque de corte cuando se diseñen los elementos de la conexión.
- En las conexiones de los arriostres, para evitar excentricidades, el eje de los elementos conectados debe coincidir en el mismo lugar.

Para el diseño de plancha base

- Se debe tener en cuenta las excentricidades. Si se cuenta con excentricidades pequeñas, se puede considerar un apoyo simple en el modelo del programa que se elija para el análisis (SAP2000, ETABS, etc.). Por otro lado, si se cuenta con excentricidades grandes se puede modelar con un apoyo empotrado en la base de las columnas.
- Se realizó el análisis estructural de la nave industrial con puente grúa mediante los estados de cargas correspondientes y un adecuado modelo estructural utilizando el software SAP 2000.
 - Se consideró en el eje X un tipo de estructura de OMF y en el eje “Y” se consideró un tipo de estructura OCBF.
 - Se calculó las fuerzas cortantes por cada dirección, dirección “Y” = 6992 kgf, dirección “X” = 9484 kgf
 - Se calculó los factores de amplificación por cada dirección, dirección “Y” = 1.16

kgf, dirección “X” =1.25

- El periodo de vibración de la estructura obtenida es de 0.6983 s
 - Se verificó que las derivas por sismo no superen el coeficiente brindado por la norma peruana E.030 con un valor de 0.001. La estructura tuvo una deriva máxima de 0.0095.
 - Se verificó que las derivas por efecto del viento no superen el coeficiente brindado por la norma peruana E.030 con un valor de 0.001. La estructura tuvo una deriva máxima de 0.0093.
- Se realizó el diseño estructural de un ejemplo teórico para aplicar la fundamentación teórica y metodología de diseño. Los elementos diseñados fueron:
 - Viga Trabe W8x10
 - Columna: W16x31:

Se consideró la ubicación crítica del puente grúa que genere mayores esfuerzos en la columna. Se verifico los desplazamientos permitidos, según la guía de diseño N°3 del AISC producidos por el puente grúa, desplazamiento permitido =2.70 cm; desplazamiento producido= 2.54 cm.
 - Viga Carrilera: W16x57:

Se consideró la ubicación crítica del puente grúa que genera mayores esfuerzos en la viga carrilera. Se verifico las deflexiones permitidas según la guía de diseño N°3 del AISC producidos por el puente grúa, puente grúa, desplazamiento permitido =0.83 cm; desplazamiento producido= 0.31 cm.
 - Arriostre HSS 4x4x1/4:

Se verificó sobre todo las cargas de sismos, viento y los efectos del puente grúa para diseñar los arriostres.
 - Tijeral: HSS 3x3x1/8:

Los elementos de tijeral solo están sometidos a cargas axiales de tracción y compresión
 - Correa de techo HSS 3x3x1/4

Las Correas de techo están bajo efecto de las cargas de viento, cargas vivas de techo y muertas, para su diseño se tuvo en consideración aquellos efectos.
 - Pernos de anclaje (A449) 1 ¼':

Se diseñó en base a las fuerzas de tracción y cortante ejercidos en la base de

cada columna. Se verificó los diferentes tipos de arrancamiento del concreto generados por este tipo de fuerzas, así mismo, se verificó que el perno seleccionado resista a dichas cargas.

➤ Pedestal:

Sección: $0.7 \times 0.7 \text{ m}^2$

Altura: 1.50 m

f'_c : 280 Kg/m²

Se consideró sobre todo en el efecto combinado de cargas axiales y momentos flectores generadas por los efectos de cargas verticales y laterales del puente grúa. Para la fuerza cortante, se determinó un espaciamiento en los estribos de cada 10 cm.

➤ Zapata $2 \times 2 \text{ m}^2$ con un peralte de 60 cm:

Sección: $2 \times 2 \text{ m}^2$

Altura: 0.60 m

f'_c : 280 Kg/m²

Se consideró sobre todo el caso de momentos de volteo, debido a que los momentos flectores generados por el puente grúa son considerables.

➤ Para las conexiones de viga trabe (W) y columna (W) se diseñó una conexión a momento tipo PR (parcialmente restringida). A continuación, se detalla las características de los elementos involucrados:

- Placas soldadas a las alas de la viga:

Dimensiones: 70mm x 200mm

Espesor: 6.4mm

Espesor de soldadura: 5mm

Longitud de soldadura: 9.5cm

- Ángulo conector L3.5"x 3.5"x 1/4":

Espesor: 0.64 cm

Numero de pernos: 2

Diámetro de pernos: 3/4"

Se eligió el tipo PR sobre el tipo de conexión FR (totalmente restringido), porque la conexión tipo FR es muy difícil de conseguir en términos constructivos.

- Para las conexiones de arriostres, se diseñó una conexión soldada a corte, mediante placas o cartelas de $\frac{1}{4}$ " de espesor. Se diseñó un espesor de soldadura de 5 mm con longitudes de 25 cm.
- Para la conexión entre viga carrilera y columna, se diseñaron braquetas o consolas de 40 cm de altura y espesor de 11mm, que sostienen la viga carrilera y están conectadas a las columnas mediante 10 pernos de $\frac{3}{4}$ ".
- Las características de la plancha base
Dimensiones: 0.7x0.7m
Espesor: 40 mm
Numero de pernos: 4 pernos de 1 1/4"
Se debe tener en cuenta el tipo de apoyo que se considera en el modelo debido a que si se considera empotrado y se cuentan con momentos considerables el diseño de la plancha base debe considerar pernos de anclaje.

9. RECOMENDACIONES

- Si el lector pertenece a otro país, debe tener en cuenta que los factores de análisis sísmico y de viento fueron realizados bajo la normativa peruana.
- Si se desea utilizar puentes grúa con mayor capacidad a 10 toneladas, se recomienda revisar la guía N°7 del AISC.
- En caso se requiera usar cargas dinámicas de ráfaga y ciclones de viento, se recomienda revisar la normativa americana de viento ASCE/SEI 7-16, y verificar si en las zonas a diseñar la nave industrial ocurren vientos de velocidades considerables (ciclones, huracanes, etc).
- Para el correcto diseño de cimentaciones es imprescindible contar con un estudio de mecánica de suelos.
En el modelo
- Los elementos como arriostres, correas, montantes, diagonales y bridas transmiten fuerzas de compresión y tracción por tal motivo se tienen que liberar los momentos que se generan cuando se dibujan en los diferentes programas. El programa SAP2000 cuenta con la opción "Releases" que te permite liberar al elemento de la transmisión de momentos.
- Las fuerzas de viento, en el techo a dos aguas, se deben aplicar de forma

perpendicular al elemento que las recibe.

10. BIBLIOGRAFÍA

Se presentan las referencias bibliográficas de los textos que serán utilizadas en el proyecto de tesis:

1. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (2011). *Steel Construction Manual*. Edición N°14. United States of America.
2. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *Specification for Structural Steel Buildings* ANSI/AISC 360-10.
3. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* ANSI/AISC 341-10.
4. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE/SEI 7-10 Standard. *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. Virginia.
5. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* ANSI/AISC 358-05/ ANSI/AISC 358s1-09.
6. ABUS, “Ficha Técnica Grúas Monorail”, página web de la empresa. Recuperado de: <https://www.abusgruas.es/gruas/puentes-grua/puentes-grua-monorrailes> (Consulta: 18 de septiembre de 2018).
7. ArcerolMittal, Peiner Träger, Corus (2008). *Edificios de acero de una sola planta. Parte 5: diseño detallado de celosías*. Recuperado de: https://constructalia.arcelormittal.com/files/SSB05_Diseño_detalhado_de_celosias--8d0ba9a397ff7a0d17cb59764589f30d.pdf (Consulta: 17 de agosto de 2019).
8. Cacho M. (2017). *Design and analysis of an industrial steel building. Limit states, stability check. Engineering Structures*. 153. 342-353.
9. Crane Manufacturers association of America, INC. (2008). *Buyer's Guide Top Running & Under Running Single Girder Electric Traveling Cranes Utilizing Under Running Trolley Hoist*.
10. Ferrán, Redon, Sanchez (2015). *Proyecto de nave de estructuras de acero*.
11. Ginger, J., Henderson, D., Humphreys, M., Konthesingha, C., & Stewart, M. G. (2015). *Wind loads on the frames of industrial buildings. Australian Journal Of Structural Engineering*, 16(2), 169-178.
12. Kizin, V. V., & Sinelshchikov, A. V. (2014). *Study of joint work of travelling crane and industrial building. Vestnik Of Astrakhan State Technical University. General Series*, 57(1), 30-34.
13. McCORMAC, J. & CSERNAK, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*, Quinta Edición, Editorial Alfaomega, México.
14. Ministerio de la Producción (2018). “[Parques industriales](https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=3&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEWjp3Yqb4cDdAhXKpFkKHecSAocQFjACegQICRAC)”, Recuperado de: <https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=3&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEWjp3Yqb4cDdAhXKpFkKHecSAocQFjACegQICRAC>

- http%3A%2F%2Fwww.dic.unitru.edu.pe%2Findex.php%3Foption%3Dcom_docman%26task%3Ddoc_download%26gid%3D141%26Itemid%3D4&usg=AOvVaw3Fuwg9hZVxehtpmZZDfFO- (Consulta: 12 de septiembre de 2018).
15. NCh2369 *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales* (2014). Instituto de la Construcción. Chile.
 16. Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú.
 17. Norma Técnica de Edificación E.030. Diseño Sismorresistente (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú.
 18. Norma Técnica de Edificación E.060. Concreto Armado (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú.
 19. Norma Técnica de Edificación E.090. Estructuras Metálicas (2015). Reglamento Nacional de Edificaciones. Perú.
 20. Orihuela J. & Davila R. (2016). *Cálculo y diseño estructural de una nave industrial aplicando la normativa AISC en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román*. Lima-Perú.
 21. Zapata Baglietto, L. (1997). *Diseño Estructural en Acero*.
 22. San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de edificios*. Lima-Perú: Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
 23. Scozzese, F. et. al. (2018). *Analysis of seismic non-structural damage in single-storey industrial steel buildings*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 114, 505-519.
 24. Золина, Т. з. (2017). *Assessment of Crane Load Effect on Safe Operation of Industrial Buildings*. Proceedings Of Moscow State University Of Civil Engineering / Vestnik MGSU, 12(12), 1352-1360.
 25. Valencia. G. (2016). *Lineamientos para el predimensionado de una estructura sismo resistente en acero*.
 26. Sociedad Nacional de Industrias (2018). “Panorama de la industria nacional mensual 2015-2018”. Recuperado de: <http://www.sni.org.pe/panorama-la-industria-nacional/> (Consulta: 12 de septiembre de 2018).
 27. Sociedad Nacional de Industrias (2018). “[Importancia de la Industria manufacturera](http://www.sni.org.pe/industria-peruana-cifras/)”, Recuperado de: <http://www.sni.org.pe/industria-peruana-cifras/> (Consulta: 12 de septiembre de 2018).
 28. Universidad Nacional de Ingeniería & Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (2013). “Microzonificación Sísmica del Distrito de Lurín”. Recuperado de: http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca/2108_estudio-de-microzonificacion-sismica-del-distrito-de-lurin.pdf?fbclid=IwAR2Kjc7TZJHhV8DdXY-Mb9YLMVXIZ9YhUSEIWn_7peWvjErjMkr8-GyYgNY (Consulta: 29 de octubre de 2018).

11. ANEXOS

- Planos estructurales de la estructura.