

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Diseño de una Nave Industrial de Acero para el Cantón
Pastaza.**

Kerly Diana Pozo Benítez

Ingeniería Civil

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

Ingeniera Civil

Quito, 31 de mayo del 2022

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
USFQ**

Colegio de Ciencias e Ingenierías

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

**Diseño de una Nave Industrial de Acero para el Cantón
Pastaza.**

Kerly Diana Pozo Benítez

Nombre del profesor, Título académico

Juan Carlos Pantoja Moyano,

M.Sc. en Ingeniería Civil

Quito, 31 de mayo del 2022

© DERECHOS DE AUTOR

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

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

Nombres y apellidos: Kerly Diana Pozo Benítez

Código: 00137671

Cédula de identidad: 100345793-2

Lugar y fecha: Quito, 31 de mayo del 2022

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

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

UNPUBLISHED DOCUMENT

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

TABLA DE CONTENIDOS

| | |
|--|----|
| RESUMEN | 12 |
| ABSTRACT | 13 |
| INTRODUCCIÓN | 14 |
| OBJETIVOS | 16 |
| Objetivo general. | 16 |
| Objetivos específicos..... | 16 |
| MARCO TEÓRICO | 17 |
| Sistemas estructurales..... | 17 |
| Sistema de pórticos arriostrados concéntricos longitudinal | 17 |
| Sistema de pórticos resistentes a momento transversal | 18 |
| Criterios diseño por servicio..... | 19 |
| Expansión y contracción..... | 20 |
| Vibración. | 20 |
| Deslizamiento de conexión..... | 20 |
| Unión tipo aplastamiento..... | 20 |
| Deslizamiento crítico..... | 21 |
| Movimiento inducido por el viento. | 21 |
| Corrosión. | 21 |
| Criterios de diseño de capacidad | 22 |
| Esfuerzo y resistencia de fluencia probable | 22 |
| Resistencia a la tensión probable..... | 22 |
| Fatiga | 23 |
| Filosofía de diseño..... | 24 |
| Cimentaciones superficiales para naves industriales..... | 24 |
| Zapata aislada. | 25 |
| Zapata continua..... | 25 |
| Zapata combinada..... | 26 |
| Zapata de correa..... | 26 |
| Cimentaciones profundas. | 27 |
| Sistema de pilotes. | 27 |
| Tipo de conexiones..... | 28 |
| Conexión empernada. | 28 |
| Conexión soldada. | 29 |
| Conexiones de los elementos estructurales. | 30 |
| Conexión de columna a placa base..... | 30 |
| Conexión viga-columna..... | 30 |
| Conexión vigas-viguetas. | 31 |
| Conexión para empalmes..... | 32 |
| Conexiones de arriostramientos. | 33 |
| DESARROLLO DEL TEMA..... | 35 |
| Dimensionamiento del área de implantación..... | 35 |
| Implantación de la nave industrial..... | 35 |
| Solicitaciones de carga | 36 |
| Carga Muerta. | 36 |
| Carga viva..... | 37 |
| Cargas de granizo. | 38 |
| Cargas de viento. | 38 |
| Cargas Sísmicas..... | 43 |

| | |
|---|----|
| Geología local..... | 44 |
| Peligro Sísmico y Cortante basal..... | 44 |
| Factor de reducción de resistencia sísmica R..... | 44 |
| Periodo de vibración aproximado de la estructura | 45 |
| Espectro de diseño | 46 |
| Cortante basal | 46 |
| ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN SAP 2000..... | 47 |
| Materiales y secciones transversales | 47 |
| Modelo matemático de elementos | 48 |
| Patrones de carga en SAP 2000..... | 48 |
| Casos de carga en SAP2000 | 49 |
| Combinaciones de carga..... | 49 |
| Ajuste de cortante basal..... | 51 |
| Análisis estático y dinámico de la estructura..... | 52 |
| DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES | 55 |
| Fuerzas actuantes en los elementos del Pórtico resistente a momento..... | 55 |
| Fuerzas actuantes en los elementos del pórtico arriostrados concéntricos..... | 56 |
| Diseño viga..... | 57 |
| Flexión..... | 58 |
| Cortante | 59 |
| Diseño de la conexión viga-columna en el pórtico resistente a momento..... | 60 |
| Diseño de la placa de continuidad | 62 |
| Chequeo de zona de panel | 63 |
| Diseño de columna | 63 |
| Compresión..... | 64 |
| Flexión..... | 65 |
| Interacción flexo compresión..... | 66 |
| Cortante | 66 |
| Diseño de conexión viga-columna | 66 |
| Limitaciones geométricas..... | 67 |
| Resistencia por fluencia y rotura en Viga..... | 68 |
| Desgarramiento por bloque y perno en el alma de la viga | 68 |
| Aplastamiento del perno en el alma de la viga..... | 68 |
| Resistencia dominante | 68 |
| Diseño de placa..... | 69 |
| Diseño de riostra..... | 69 |
| Compresión..... | 69 |
| Fuerza de transferencia a la viga y columna..... | 72 |
| Fluencia por esfuerzo normal de la soldadura | 72 |
| Corte en fluencia por esfuerzo normal de la soldadura | 72 |
| Resistencia de la soldadura..... | 72 |
| Diseño de tensor | 72 |
| Tensión | 72 |
| Diseño de cimentación..... | 73 |
| RESULTADOS | 76 |
| CONCLUSIONES..... | 79 |
| BIBLIOGRAFÍA | 81 |
| ANEXOS | 82 |

INDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 Vista transversal de la nave industrial (vista transversal nave industrial) | 15 |
| Figura 2 Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V..... | 17 |
| Figura 3 Pórticos no arriostrados con vigas reticuladas. Fuente: ALACERO, 2018 | 19 |
| Figura 4 Detalle de ejemplos de secciones fisurados por fatiga a) fisuras por fatiga b) fisuras por fatiga en las alas..... | 23 |
| Figura 5 Detalle típico de una zapata tipo extendida..... | 25 |
| Figura 6 Configuración típica de una zapata tipo continua..... | 26 |
| Figura 7 Detalle típico de una zapata combinada..... | 26 |
| Figura 8 Configuración típica de zapata tipo correa..... | 27 |
| Figura 9 Cimentaciones Profundas (Pilotes). Fuente: Bibliocad, 2020..... | 28 |
| Figura 10 Detalle típico de conexión atornillada en viga tipo I. | 29 |
| Figura 11 Ejemplos de conexiones soldadas: a) Conexión soldada tipo tope b) Conexión soldada tipo filete. | 29 |
| Figura 12 Detalle típico de placa base para la conexión columna fundación..... | 30 |
| Figura 13 Esquema típico de una conexión viga-columna a) cuatro pernos sin refuerzo b) cuatro pernos rígidos c) refuerzo de ocho pernos, tomado de ACI358-05. | 31 |
| Figura 14 Configuración típica de conexión viga-vigueta con pernos..... | 32 |
| Figura 15 Configuración típica de conexión viga-vigueta con soldadura..... | 32 |
| Figura 16 Esquema típico de una conexión para empalmes..... | 33 |
| Figura 17 Esquema de conexiones de Arriostramientos corte A-A conexión viga con sección de riostra. | 33 |
| Figura 18 Esquema de conexiones de Arriostramientos corte B-B cruce entre riostras. | 34 |
| Figura 19 Plano estructural con ubicación de pilotes del patio de transformadores (vista en planta) estructural. | 35 |
| Figura 20 Pórticos y Área tributaria respectiva..... | 35 |
| Figura 21 Ilustración de ancho colaborante de las correas..... | 38 |
| Figura 22 Distribución de presiones de viento longitudinal sobre cubierta | 43 |
| Figura 23 Espectro sísmico de respuesta elástico e inelástico..... | 46 |
| Figura 24 Modelado de nave industrial en SAP2000..... | 48 |
| Figura 25 Esquema de las columnas de control para el análisis de derivas. | 53 |
| Figura 26 Sección reducida de viga..... | 57 |
| Figura 27 Conexiones tipo WUF-W de viga – columna. Fuente: | 67 |
| Figura 28 Dimensiones de la riostra..... | 71 |
| Figura 29 Vigas acorde al sistema estructural a) PRM, b) PAC, c) Viga Cubierta..... | 76 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1: Propiedades Geométricas de los elementos estructurales | 36 |
| Tabla 2 Comprobación del peso muerto de la estructura calculado manualmente y valores incluidos en el modelo matematico realizado en SAP2000. | 37 |
| Tabla 3 Coeficientes de presión de viento transversal Cn. | 41 |
| Tabla 4 Valores de presión de viento Caso A. | 41 |
| Tabla 5 Valores de presión de viento Caso B..... | 41 |
| Tabla 6 Coeficientes de presión de viento longitudinal en cubierta Cn. | 42 |
| Tabla 7 Valores de presiones de viento e intervalos de efectos sobre cubierta Caso A. | 43 |
| Tabla 8 Valores de presiones de viento e intervalos de efectos sobre cubierta Caso B. | 43 |
| Tabla 9 Factores para el periodo de vibración en pórticos arriostrados concéntricos | 45 |
| Tabla 10 Factores para el periodo de vibración en pórticos resistentes a momento | 45 |
| Tabla 11 Parámetros para el cortante basal V | 46 |
| Tabla 12 Combinación de vectores de carga sísmica | 50 |
| Tabla 13: Combinación de vectores de carga de viento | 51 |
| Tabla 14 Factor de corrección de cortante basal X y Y..... | 51 |
| Tabla 15 Cortante basal | 51 |
| Tabla 16 Chequeo de derivas para las columnas detalladas Figura 22. | 53 |
| Tabla 17 Fuerzas maximas con combinaciones de carga respectivamente PRM..... | 56 |
| Tabla 18 Fuerzas de riostras del PAC. | 56 |
| Tabla 19 Fuerzas de riostras del PAC. | 57 |
| Tabla 20 Relacion de ancho/espesor. | 58 |
| Tabla 21 Chequeo de pandeo lateral torsional..... | 58 |
| Tabla 22 Relación ancho/espesor. | 64 |
| Tabla 23 Resistencia a la compresión. | 64 |
| Tabla 24 Relación ancho/espesor. | 65 |
| Tabla 25 Chequeo de pandeo lateral torsional..... | 65 |
| Tabla 26 Momentos plásticos y primera fluencia..... | 65 |
| Tabla 27 Momentos nominales..... | 66 |
| Tabla 28 Limites geométricos. | 67 |
| Tabla 29 Resistencia a bloque cortante en viga..... | 68 |
| Tabla 30 Resistencias de placa. | 69 |
| Tabla 31 Resistencias esperadas de la riostra. | 70 |
| Tabla 32 Fuerza de diseño a tensión de placa. | 70 |
| Tabla 33 Transferencia de fuerzas verticales y horizontales..... | 72 |
| Tabla 34 Resultados demanda/capacidad de esfuerzos en los elementos viga..... | 77 |
| Tabla 35 Resultados demanda/capacidad de esfuerzos en los elementos columna..... | 77 |
| Tabla 36 Resultados demanda/capacidad de esfuerzos en los elementos Arrostramientos | 78 |
| Tabla 37 Resultados demanda/capacidad de esfuerzos en los elementos de tensor..... | 78 |

INDICE DE ANEXOS

| | |
|--|----|
| Anexo A Cálculo de pesos de los elementos estructurales..... | 82 |
| Anexo B Categoría de riesgo de estructura para carga de viento. Fuente: ASCE 7-16. | 82 |
| Anexo C Velocidad de presión (q_n). Fuente: Metal building manual..... | 82 |
| Anexo D Factor de direccionalidad de viento K_d | 83 |
| Anexo E Factor de elevación del suelo K_e | 83 |
| Anexo F Coeficiente de exposición de velocidad de presión K_z | 84 |
| Anexo G Diagrama de fuerza principal del viento. | 84 |
| Anexo H Coeficiente de presión neta transversal C_n | 84 |
| Anexo I Cargas de Barlovento y Sotavento sobre columnas sentido X positivo y negativo. Caso A | 85 |
| Anexo J Cargas de Barlovento y Sotavento sobre cubierta sentido X positivo y negativo. Caso A | 85 |
| Anexo K Cargas de Barlovento y Sotavento sobre columnas sentido X positivo y negativo. Caso B..... | 85 |
| Anexo L Cargas de Barlovento y Sotavento sobre cubierta sentido X positivo y negativo. Caso B. | 86 |
| Anexo M Diagrama de dirección de viento longitudinal | 86 |
| Anexo N Coeficientes de presión neta longitudinal C_n | 86 |
| Anexo O Cargas de viento en columnas sentido Y positivo y negativo. Caso A..... | 87 |
| Anexo P Cargas de viento en cubierta sentido Y positivo y negativo. Caso A..... | 87 |
| Anexo Q Cargas de viento en columnas sentido Y positivo y negativo. Caso B..... | 87 |
| Anexo R Cargas de viento en cubierta sentido Y positivo y negativo. Caso B | 88 |
| Anexo S Estudio geológico de suelo tipo C. | 88 |
| Anexo T Factor de reducción sísmica R | 88 |
| Anexo U Valores de los parámetros de C_t y α para el cálculo del periodo aproximado | 89 |
| Anexo V Espectro sísmico de diseño según NEC-15..... | 89 |
| Anexo W Tabla de masa participativa en cada modo de vibración..... | 89 |
| Anexo X Forma de pandeo y factor K | 90 |
| Anexo Y Conexión viga-columna. | 90 |
| Anexo Z Conexión viga-columna-riostra. | 90 |
| Anexo AA Informe geotécnico de suelo | 91 |
| Anexo BB Calculos de presión transversal | 91 |
| Anexo CC Calculo de presión transversal. | 91 |
| Anexo DD Cálculos de valores de presión longitudinal Caso A..... | 92 |
| Anexo EE Cálculos de valores de presión longitudinal Caso B..... | 92 |
| Anexo FF Calculo de la carga viva por áreas aferentes. | 92 |
| Anexo GG Chequeo de pandeo local | 93 |
| Anexo HH Cálculo de longitud efectiva de columna | 93 |
| Anexo II Cálculo de resistencia a compresión de columna..... | 94 |
| Anexo JJ Relación de ancho/espesor para columna diseño flexión. | 94 |
| Anexo KK Determinación de pandeo lateral..... | 95 |

| | |
|--|-----|
| Anexo LL Cálculo de momentos plásticos y primera fluencia de columna..... | 95 |
| Anexo MM Cálculo de momento nominal de columna | 96 |
| Anexo NN Limitaciones geometricas para placa de conexión..... | 97 |
| Anexo OO Cálculo de resistencia a fluencia y rotura de la placa | 98 |
| Anexo PP Cálculo de resistencias por bloque, perno de la viga | 98 |
| Anexo QQ Calculo de resistencias por bloque, desgarramiento de la placa. | 100 |
| Anexo RR Cálculo de resistencia a compresión y tensión de la riostra | 101 |
| Anexo SS Cálculo de resistencia ultima a tensión de la soldadura en plantina de riostra | 101 |
| Anexo TT Transferencia de fuerzas de la riostra a la viga -columna..... | 102 |

RESUMEN

En una empresa de exploración de hidrocarburos ubicada en el cantón Pastaza, se necesita construir una nave industrial para resguardar dos transformadores eléctricos para la generación de energía en el campamento, por ello se realiza el diseño estructural de una nave industrial garantizando una solución segura y económica, cumpliendo los requisitos de las normativas internacionales para estos sistemas.

El diseño de la nave industrial sigue los lineamientos del Metal Building Systems Manual (**Bachman, et al., 2004**) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (**NEC-15, 2015**), obteniendo de ellos los tipos y magnitud de cargas para aplicar en la estructura, así como también los criterios generales para la ubicación espacial de los elementos estructurales como columnas, vigas, arriostramientos y placas base. La idealización estructural se realiza mediante un análisis matricial de elementos finitos en el software SAP2000. (**C . S . I, 2005**).

Los resultados a través del diseño del sistema de construcción de la nave industrial son cumplir con las especificaciones técnicas normadas, así como también criterios de diseño y finalmente, las cargas incorporadas, con el fin de cumplir parámetros establecidos por el manual Metal Building Systems, el AISC 360-16, ASCE 7-16 y norma NEC-15.

Palabras claves: Sismo resistencia, rotulas plásticas, límite de fluencia, límite de rotura, columna fuerte, viga débil, Pórtico arriostrado concéntrico, Pórtico resistente a momento, barlovento, sotavento.

ABSTRACT

A hydrocarbon exploration company located in the Pastaza canton, needs to build an industrial building to protect two electrical transformers to generate energy in the camp, so the structural design of an industrial building is performed ensuring a safe and economical solution, complying with the requirements of international standards for these systems.

The design of the industrial building follows the guidelines of the Manual of Metallic Building Systems (Bachman, et al., 2004) and the Ecuadorian Construction Standard (NEC-15, 2015), obtaining from them the types and magnitude of loads to be applied in the structure, as well as the general criteria for the spatial location of structural elements such as columns, beams, bracing and base plates. The structural idealization is performed by means of a finite element matrix analysis in SAP2000 software (C . S . I, 2005).

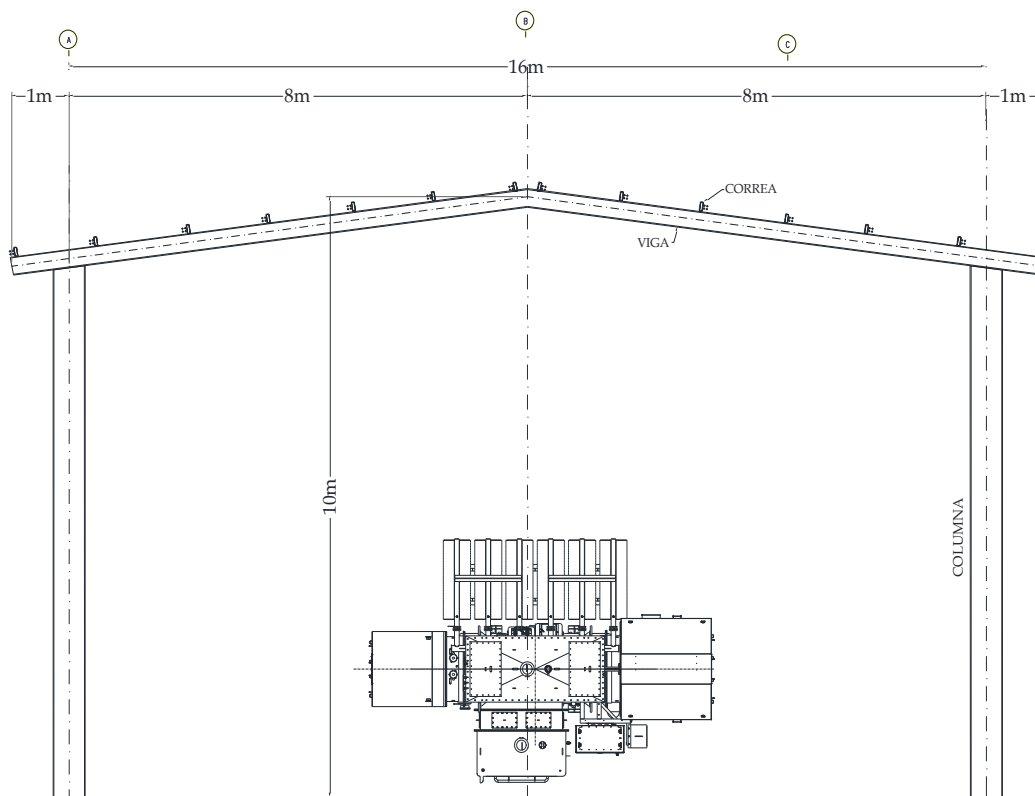
The results through the design of the construction system of the industrial building are to comply with the technical specifications, as well as the design criteria and finally, the loads incorporated, in order to comply with the parameters established by the Metallic Construction Systems manual, AISC 360-16, ASCE 7-16 and the NEC-15 standard.

Key words: Seismic resistance, plastic brackets, yield strength, ultimate strength, strong column, weak beam, concentric braced portal frame, moment resisting portal frame, windward, leeward.

INTRODUCCIÓN

El método de construcción en acero toma fuerza a partir de la segunda guerra mundial, donde las fuerzas armadas necesitaban construir estructuras económicas, livianas y de fácil montaje para almacenar sus recursos. Posteriormente en los últimos años, la economía global impulsa el crecimiento de las empresas y su producción industrial. Debido a esto, es necesario almacenar y resguardar la producción de cada empresa, surgiendo las naves industriales en acero como una solución económica y segura. Una nave industrial es un edificio que sirve para cubrir bienes, obreros, maquinaria y equipo, así como también es una estructura liviana que cubre grandes luces, estas poseen formas variadas y comúnmente contienen celosías en paralelo para cubrir su mayor longitud, este tipo de estructura por su característica de su bajo peso, no ameritan un diseño sísmico profundo, no obstante, si posee cargas críticas como viento y granizo.

En una empresa especializada en producción de hidrocarburos en la cuenca Oriente, comprende un territorio el cual representa la zona de producción de la empresa caracterizada como oportunidad de desarrollo, esta empresa se encarga de utilizar sistemas de logística y extracción, cuidando la biodiversidad ecuatoriana y las zonas protegidas donde viven comunidades nativas, explorando y produciendo hidrocarburos. Dentro de este territorio ubicado en el cantón Pastaza, surge la necesidad de implementar transformadores eléctricos, los cuales permiten transportar energía a largas distancias, y cubrir con todo el campamento en el que se está trabajando, en base a esto es necesario crear una estructura que brinde protección a los equipos de producción y dos transformadores eléctricos de dimensiones 2 metros de base por 4 metros de altura y un peso estimado de 24 toneladas, por lo que el departamento de facilidades otorga un plano base, de un galpón industrial, en donde se encuentran las dimensiones y geometría de la estructura.



VISTA TRANSVERSAL NAVE INDUSTRIAL

Figura 1 Vista transversal de la nave industrial

Según los lineamientos generales del proyecto se propone el diseño estructural de un galpón industrial conformado por acero ASTM A 36, con dimensiones de 16 metros de base por 10 metros de altura con una profundidad de 36 metros. El proyecto por realizar se basa en el Metal Building Systems Manual, el cual menciona que, el propósito de un manual de construcción es proporcionar normas legales para el diseño y construcción de edificios y estructuras con el fin de proteger la vida, salud y bienestar de la ciudadanía. (Newman, 2004). Por medio de este manual y la NEC (NEC-15, 2015), se realiza el dimensionamiento, análisis de cargas aplicadas, diseño de elementos y parámetros básicos para diseño de sistemas estructurales para naves industriales.

OBJETIVOS

Objetivo general.

Diseñar una nave industrial de acero para el cantón Pastaza, utilizando el documento Metal Building Systems Manual.

Objetivos específicos.

- Establecer el sistema estructural adecuado para la nave industrial según los requerimientos de carga y geometría.
- Estimar las cargas de diseño para sistemas de naves industriales según las normativas internacionales.
- Modelar la estructura y sus componentes mediante el software de elementos finitos SAP2000.
- Realizar el diseño y detalle estructural de los elementos que conforman el sistema de resistencia carga lateral.

MARCO TEÓRICO

Sistemas estructurales

Según el Metal Building System Manual, se analizan dos sistemas estructurales los cuales se usan para el diseño de la nave industrial, que son los sistemas de pórticos arriostrados concéntricos y sistema de pórticos resistentes a momento. A continuación, se presentan las propiedades de cada uno de estos.

Sistema de pórticos arriostrados concéntricos longitudinal

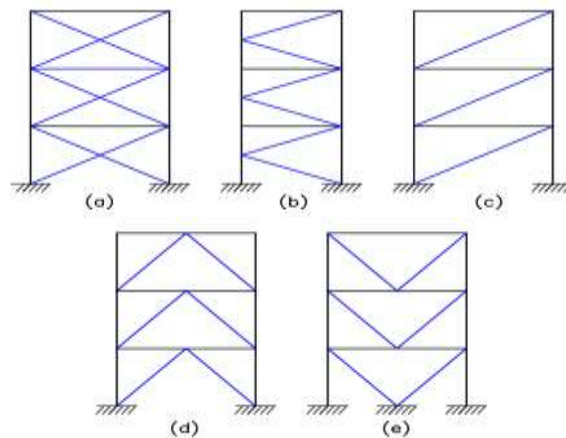


Figura 2 Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V.

Fuente: ALACERO, 2018

Este sistema se distingue por la presencia de barras diagonales y este se vuelve como una estructura reticulada, dejando como resultado que disminuyan al mínimo posible las excentricidades, así como también que se evite la generación de esfuerzos de flexión y corte en las barras que forman la riostra. A continuación, se presentan las distintas configuraciones que pueden ser funcionales dependiendo el tipo de las necesidades estéticas o estructurales. Este sistema es resistente a cargas laterales, ya que las vigas y las riostras se comportan como el alma de la viga y tienen resistencia de corte horizontal,

mientras que las columnas se comportan como cordones reticulares, que resisten momento flector.

Sistema de pórticos resistentes a momento transversal

Se caracteriza por el ensamblaje de vigas y columnas por medio de soldaduras o pernos, este tipo de sistema tiene como característica principal que las conexiones deben llegar a resistir la capacidad a flexión en su totalidad, por ello una de las alternativas de construcción que se usa comúnmente son los pórticos con vigas reticuladas como se muestra en la figura**, en la que los cordones de la viga resisten a flexión, a la fluencia axial y al pandeo de las barras que lo componen. Por otro lado, las vigas y columnas se diseñan para alcanzar la fluencia en el rango elástico. Según las especificaciones de ANSIAISC341-16 la luz de la viga reticulada no debe exceder los 20m y su peralte total no debe ser mayor que 1.8m, por otro lado, la longitud del segmento especial debe estar comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la luz de la viga. Este segmento especial comúnmente debe estar ubicado en el centro de la viga, ya que el esfuerzo de corte producido por las cargas gravitacionales se vuelve mínimo.

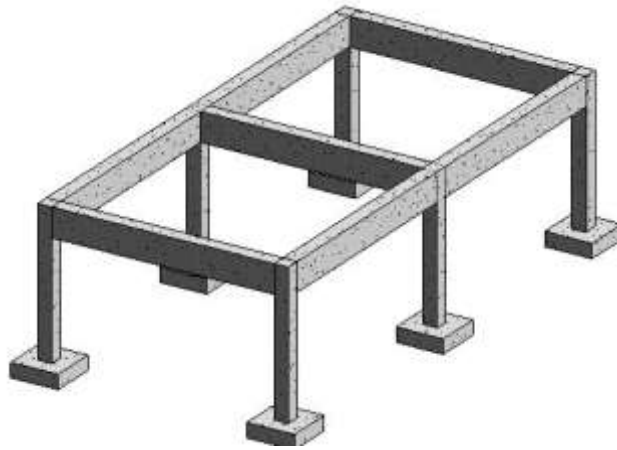


Figura 3 Pórticos no arriostrados con vigas reticuladas. Fuente: ALACERO, 2018

Criterios diseño por servicio

La capacidad de servicio se define según la Especificación AISC 360- 16 Specification for Structural Steel Buildings. (ANSI A. , 2016) como “un estado en el que la función de un edificio, su apariencia, capacidad de mantenimiento, durabilidad y comodidad de sus ocupantes se conservan bajo un uso normal”. Las especificaciones de diseño de LRFD y ASD se enfocan en el diseño de estados límites en el que se presentan dos categorías que son: estados límites de resistencia que establecen niveles mínimos de seguridad ante cargas extremas, y por otro lado los estados límites de servicio que regulan su funcionalidad ante cargas cotidianas. Los límites de resistencia pueden ser pandeo, inestabilidad, fractura, entre otros, los cuales se producen al aplicar diferentes configuraciones de carga en los elementos que conforman la estructura.

A continuación, se explican los principales criterios de control al momento de realizar el diseño de capacidad de servicio de una estructura.

Expansión y contracción.

Todos los elementos estructurales que componen la nave industrial sufren expansión y contracción producidos por variaciones de temperatura. El Metal Building Systems Manual (Newman, 2004), propone que, en proyectos industriales y comerciales, la expansión y contracción rara vez son un problema, no obstante, esto no quiere decir que este factor no sea importante, sino más bien depende del sector donde sea implantado y las condiciones climáticas en las que se encuentre.

Vibración.

Existen vibraciones cuando en el interior de la estructura están presentes equipos como bombas, motores, así como también actividades humanas como correr, caminar, entre otros, dependiendo del tipo de estructura y sus propiedades, los cuales generen el efecto de vibración, por ello es importante determinar un amortiguamiento apto para cumplir con el grado de serviciabilidad y aplicar un límite de tolerancia de aceleraciones, debido a que cuando se excede la vibración pueden existir problemas de deflexiones de los elementos estructurales.

Deslizamiento de conexión.

Se debe tomar en cuenta que las uniones hechas con pernos bien ajustados a orificios estándar, no resulte con problemas de capacidad de servicio para miembros individuales, por ello se presentan a continuación los tipos de uniones con pernos.

Unión tipo aplastamiento.

Se caracteriza por el contacto entre elementos, mismas que pueden deslizarse entre ellas debido a las cargas actuantes en cada miembro, sin transmitir fuerza entre ellas. Además,

este deslizamiento produce en los pernos, sin torque especificado, un esfuerzo cortante en la sección transversal y en las perforaciones se generan un fenómeno de aplastamiento.

Deslizamiento crítico.

En cuanto al deslizamiento crítico, su principal característica es transmitir fuerza entre elementos, debido al torque especificado por el perno para generar una fuerza normal al plano de cada miembro. Así como también, se busca que el perno y perforación trabajen a cortante y aplastamiento, respectivamente, para evitar el menor deslizamiento posible y la transmisión de carga sea puramente por fricción.

Movimiento inducido por el viento.

Dado que las naves industriales pueden ser abiertas, cerradas o parcialmente cerradas, tienen diferentes condiciones de movimiento inducido por el viento, la estructura a diseñar es abierta por lo tanto el movimiento de la estructura debido a la excitación del viento normalmente se considera mínimo y solo de interés si la estructura soporta piso que pueda afectar la comodidad de los ocupantes, no obstante, no se debe despreciar la presión que produce una fuerza interna hacia arriba en la cubierta de la estructura. Por otro lado, las estructuras cerradas o parcialmente cerradas se verifican cual es la presión generada por el viento ya sea este en dirección barlovento y sotavento.

Corrosión.

El fenómeno de la corrosión es aquel que disminuye la capacidad del acero para resistir esfuerzos, generando la pérdida de la sección transversal efectiva para soportar cargas, la corrosión también llega a reducir la inercia efectiva de la sección disminuyendo la capacidad de resistir momento y aumentando las deflexiones de la sección. Si este no es atendido, puede provocar el deterioro de la capacidad estructural ya que este es un

problema de capacidad de servicio, por lo que debe realizarse un mantenimiento adecuado.

Criterios de diseño de capacidad

El diseño por capacidad está enfocado en varios sistemas estructurales como pórticos especiales a momento y pórticos especiales arriostrados concéntrica y excéntrica. Acorde a los dos tipos de sistemas estructurales presentes en la nave industrial se debe realizar un diseño por capacidad, ya que se desea determinar zonas con rotulas plásticas en arriostramientos y vigas. Dicha metodología se enfoca en obtener valores aproximadamente realistas de la resistencia probable de los miembros cedentes, tanto para fluencia como tensión.

Esfuerzo y resistencia de fluencia probable

Este esfuerzo está relacionado directamente a un factor de esfuerzo de fluencia probable R_y por el esfuerzo de fluencia, de esta manera, se puede obtener la resistencia a tensión de un elemento multiplicando con el área neta transversal. Por lo tanto, las ecuaciones son las siguientes.

$$\text{Esfuerzo de fluencia probable: } F_{yp} = R_y F_y$$

$$\text{Resistencia a la fluencia probable: } R_{fp} = F_{yp} A_g$$

Resistencia a la tensión probable

Esta resistencia, al igual que la fluencia probable está relacionada con un factor R_t , donde multiplica a la resistencia mínima de tensión del acero en uso.

$$\text{Resistencia a la tensión probable: } R_{yp} = R_t F_u$$

Cabe mencionar que los factores para fluencia R_y y tensión R_t se encuentran tabulados en la sección 5.2 NEC-SE-AC.

Fatiga

Cuando se habla de fatiga es importante relacionar con el tiempo de vida útil del elemento, el evento de falla está relacionado con una secuencia de eventos de carga cíclica en un tiempo, cuando existe fallas por fatiga se produce un crecimiento progresivo de grietas debido a la tensión fluctuante del miembro, estas grietas se inician en pequeñas zonas donde hay imperfecciones ya sea en el material base o en el metal de la soldadura. Las imperfecciones incrementan las tensiones elásticas que se producen en regiones de esfuerzos plásticos. A medida que se aumentan los ciclos de carga, la tensión avanza hasta que el material fluye, momento en donde la combinación del tamaño de grieta y la tensión aplicada superan el límite de tenacidad del material, produciéndose la fractura.

El daño por fatiga se genera en tres etapas, el inicio de fisuración, propagación y la fractura. En la etapa de inicio de fisuración, pueden existir grietas visibles o no visibles, las cuales si no son atendidas se pueden convertirse en críticas y falla el elemento estructural, por ello es importante aumentar la capacidad por resistencia. El crecimiento de la grieta depende del factor de intensidad del esfuerzo que sucede en el borde de la fisura, a medida que aumenta la grieta, aumenta este factor, y la fisura crece hasta poseer un tamaño crítico y es allí donde ocurre la falla. A continuación, tenemos dos ejemplos de secciones fisuradas por fatiga.

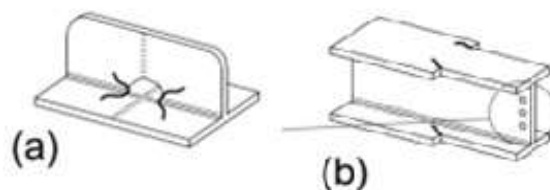


Figura 4 Detalle de ejemplos de secciones fisuradas por fatiga a) fisuras por fatiga b) fisuras por fatiga en las alas.

Filosofía de diseño

En el presente trabajo se aplica la filosofía de diseño basada en factores de cargas y resistencia LRFD, el cual especifica un diseño por resistencia última, que se basa en determinar la demanda mayorada de carga axial, cortante o momento flector y compararla con la resistencia nominal reducida de los elementos que conforman el sistema estructural. La inecuación básica de diseño es:

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

Donde:

γ_i : Corresponde al factor de mayoración de la carga Q_i .

Q_i : Corresponde al tipo de carga a la cual está sometido el elemento.

ϕ : es el factor de reducción de resistencia.

R_n : corresponde a la resistencia nominal.

ϕR_n : es la resistencia de diseño.

Cimentaciones superficiales para naves industriales

El sistema de cimentación comprende todos los elementos que se encargan de proporcionar estabilidad a la estructura y transmitir sus cargas al suelo que los soporta. Para su diseño se requiere conocer la capacidad a compresión del suelo para determinar las fuerzas de diseño y dimensiones de cada uno de los elementos de cimentación. Se dividen en dos tipos principales:

Este tipo de cimentación se sitúa a baja profundidad desde la superficie del terreno. Además, presenta un menor costo por carga soportada y mayor facilidad de ejecución.

Los esfuerzos producidos por la estructura se transmiten en su totalidad al terreno a través de su área de contacto. Para su diseño se consideran criterios generales de dimensionamiento como asegurar que la profundidad de empotramiento sea menor a 4 metros y que el peralte de la base sea menor que cuatro veces el ancho de la base de la

zapata. A continuación, se presentan los cuatro tipos de zapatas que pertenecen al grupo de cimentaciones superficiales.

Zapata aislada.

Es usada en la mayoría de las edificaciones debido a su facilidad de construcción y economía, su configuración se basa en una plataforma de hormigón que distribuye las cargas aplicadas por las columnas hacia un área de superficie mayor, lo que reduce los esfuerzos en el suelo.

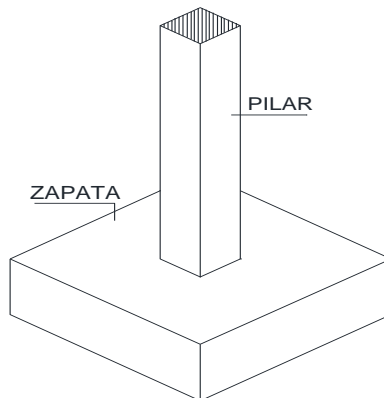


Figura 5 Detalle típico de una zapata tipo extendida.

Fuente: La resistencia del suelo, 2012

Zapata continua.

Se usa normalmente para soportar muros estructurales de concreto reforzado o mampostería y se compone por una zapata extendida de sección rectangular en donde su longitud abarca la extensión del muro.

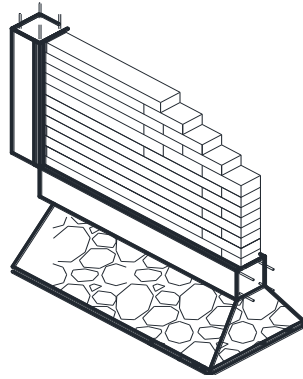


Figura 6 Configuración típica de una zapata tipo continua.

Fuente: Bibliocad, 2020

Zapata combinada.

Utilizadas para soportar dos o más columnas donde sus cargas pueden o no ser iguales entre sí. Debido al estado asimétrico de cargas en cada columna, la distribución de esfuerzos transmitidos al suelo no es uniforme.

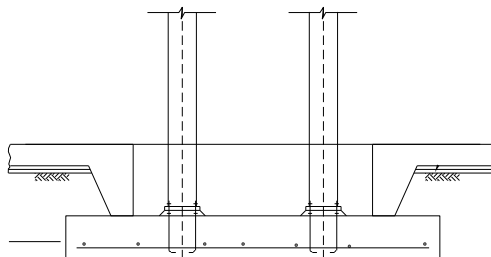


Figura 7 Detalle típico de una zapata

Zapata de correa.

Se compone de dos zapatas extendidas unidas por una viga de cimentación. Esta se usa para transferir momentos de una zapata a otra, generando así mayor rigidez a rotación de en la zapata.

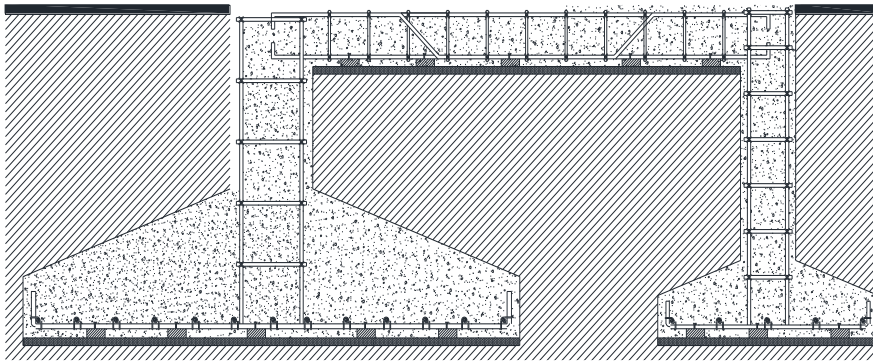


Figura 8 Configuración típica de zapata tipo correa.

Fuente: Bibliocad,2020.

Cimentaciones profundas.

Este tipo de cimentación se emplea en estructuras de peso elevado, ubicadas sobre depósitos de suelos blandos, caracterizados por tener baja capacidad portante para resistir cargas. Debido a esto, el criterio principal de diseño está en la correcta estimación de la capacidad portante del suelo y la adecuada selección del sistema de cimentación para soportar las cargas de diseño. Entre los sistemas más importantes están los sistemas de pilotes individuales, sistemas de grupos de pilotes y sistemas tipo Caissons.

Sistema de pilotes.

Típicamente son elementos de gran longitud y sección transversal circular, construidos con hormigón reforzado, pretensado o de acero. Su resistencia esta dividida en su capacidad a trabajar en punta, transmitiendo la carga directamente a un estrato de suelo competente o mediante fuste, mecanismo en el cual transfieren la carga por la fricción entre la superficie del pilote y el suelo cohesivo donde se encuentra hincado. Uno de los criterios de dimensionamiento para pilotes es que por lo menos debe tener una distancia entre pilotes de tres diámetros, es decir su separación sea cada 3 pilotes y estos se encuentran sometidos a una profundidad de alrededor de 6 a 8 metros, no obstante, depende de cada tipo de construcción.

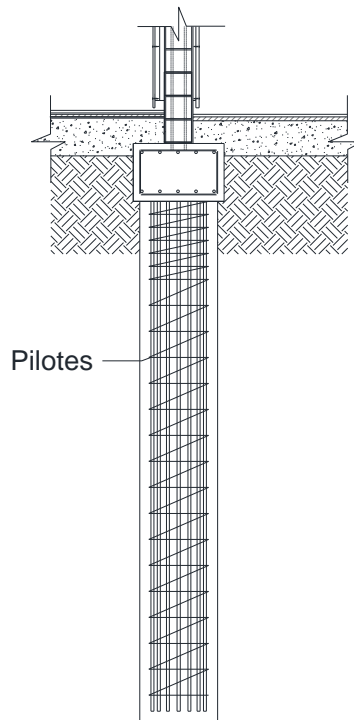


Figura 9 Cimentaciones Profundas (Pilotes). Fuente: Bibliocad, 2020.

Tipo de conexiones.

En las estructuras de acero, las conexiones cumplen un papel muy importante, ya que estas permiten que los miembros estructurales se encuentren conectados entre sí, y resulte un sistema estructural en conjunto, como es la nave industrial en este caso.

Las conexiones se distribuyen en tres grupos que son simples, rígidas y semi-rígidas, para las cuales se utilizan las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles o ASD, por sus siglas en inglés y el diseño por factores de carga y resistencia LRFD, por sus siglas en inglés. Los cuales llamaremos ASD y LRFD de aquí en adelante. A continuación, revisaremos los tipos de apoyo en estructuras.

Conexión empernada.

El diseño de este tipo de conexión depende de los tipos de cargas que tiene que soportar y del tipo de elementos que hay que conectar. La tensión en los miembros conectados se

equilibra a través de la presión de contacto entre el perno y la superficie del orificio perforado en la placa.

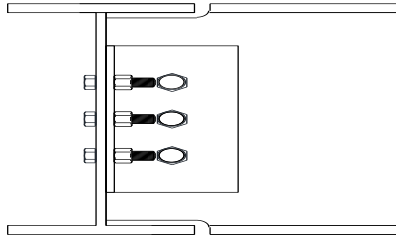


Figura 10 Detalle típico de conexión atornillada en viga tipo I.
Fuente: Bibliocad, 2020.

Conexión soldada.

La conexión soldada entre otros tipos de conexión es muy eficiente en la transferencia de fuerza de un miembro a otro. La conexión se forma cuando se enfría un metal base fundido unido al metal de soldadura, la clasificación de las conexiones soldadas es de filete o a tope como se muestran en la **Figura 11**.

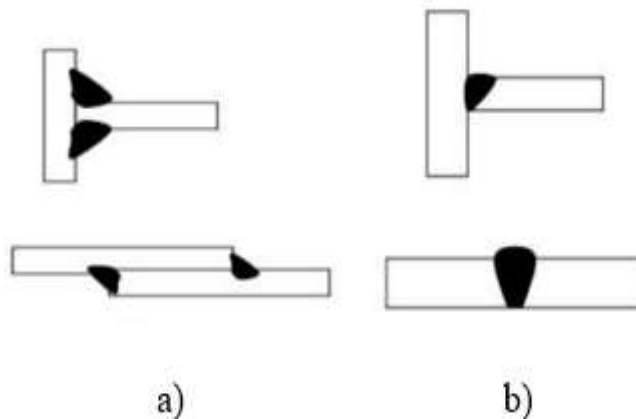


Figura 11 Ejemplos de conexiones soldadas: a) Conexión soldada tipo tope b) Conexión soldada tipo filete.
Fuente: Metal mecánico Antonio tirado” y su incidencia en las propiedades mecánicas.

Conexiones de los elementos estructurales.

Para ensamblar los elementos estructurales y obtener la superestructura, se observa a continuación cual es la configuración de cada una de las conexiones.

Conexión de columna a placa base.

Las columnas metálicas, generalmente se apoyan en fundiciones de concreto para transmitir las cargas al suelo, esta conexión se conoce como placa base, y normalmente tiene una configuración como se muestra en la **Figura 12**.

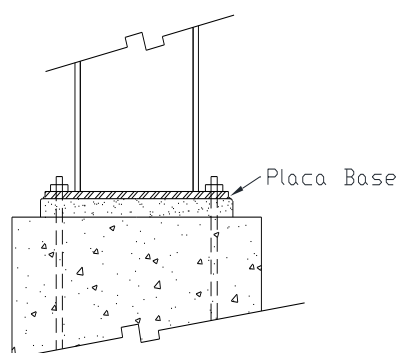


Figura 12 Detalle típico de placa base para la conexión columna fundación.

Fuente: Bibliocad, 2020.

Generalmente está compuesta por un perfil estructural tipo I, que actúa como columna que está conectado a una placa metálica por medio de soldaduras, esta placa tiene perforaciones para conectarse a través de pernos roscados con tuercas y arandelas a la estructura de concreto.

Conexión viga-columna.

En este tipo de conexión existen varias alternativas las cuales dependen del tipo de elementos que se estén conectando, y esto obedece a las necesidades de ductilidad y capacidades de disipación de energía que requiere la estructura. El diseño de estas conexiones se encuentra precalificado en el documento llamado Conexiones

Precalificadas para Marcos Momento de Acero Especiales e Intermedios para Aplicaciones Sísmicas AISC 358-05 (ANSI A. , 2005) en donde a través de una verificación de los elementos a conectar y modificando la geometría, el diámetro de los tornillos, el espesor de placas y la capacidad de las soldaduras, se encuentra un diseño adecuado para la conexión.

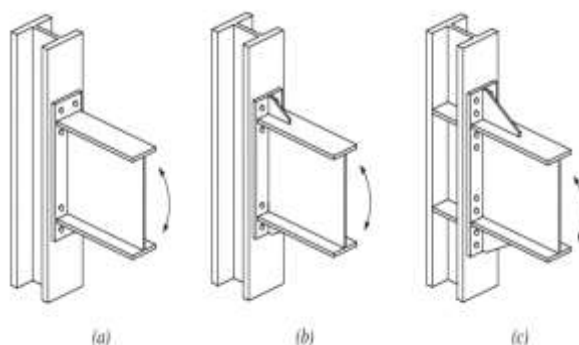


Figura 13 Esquema típico de una conexión viga-columna a) cuatro pernos sin refuerzo b) cuatro pernos rígidos c) refuerzo de ocho pernos, tomado de ACI358-05.

Fuente: ANSI A, 2005.

Conexión vigas-viguetas.

Normalmente los entrepisos se configuran con un entramado de viguetas o vigas secundarias, que transmiten las cargas de la losa a las vigas principales. Estas viguetas están apoyadas en las vigas principales por medio de conexiones a cortante y su configuración consiste en una placa perforada soldada a la viga principal.

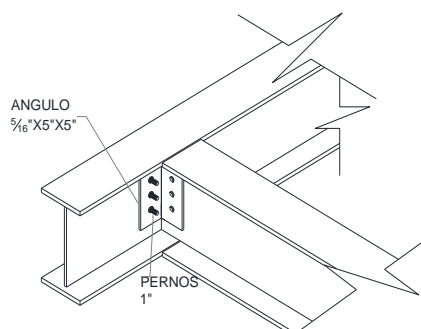


Figura 14 Configuración típica de conexión viga-vigueta con pernos.

Fuente: Bibliocad, 2020.

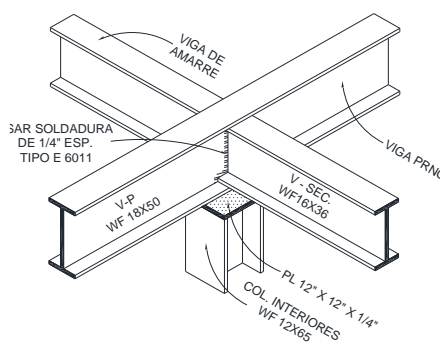


Figura 15 Configuración típica de conexión viga-vigueta con soldadura.

Fuente: Bibliocad, 2020.

Conexión para empalmes.

Esta conexión consiste en una serie de perforaciones en los extremos de los miembros a conectar, para después colocar una placa de continuidad entre ellas y unir todo por medio de pernos. Estas conexiones se emplean para unir vigas, riostras o elementos de cerchas y su configuración depende del tipo de elementos a conectar.

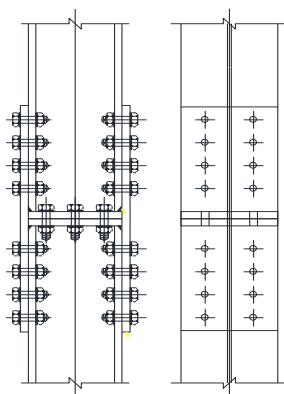


Figura 16 Esquema típico de una conexión para empalmes.

Fuente: Bibliocad, 2020.

Conexiones de arriostramientos.

Las riostras son elementos que aportan rigidez lateral a las estructuras. Están conectadas a las vigas y columnas por medio de placas o cartelas. Además, su diseño incluye en muchos casos rigidizadores para evitar fallas locales en los miembros, producidos por la magnitud de los esfuerzos debido a fuerzas horizontales por sismo o viento.

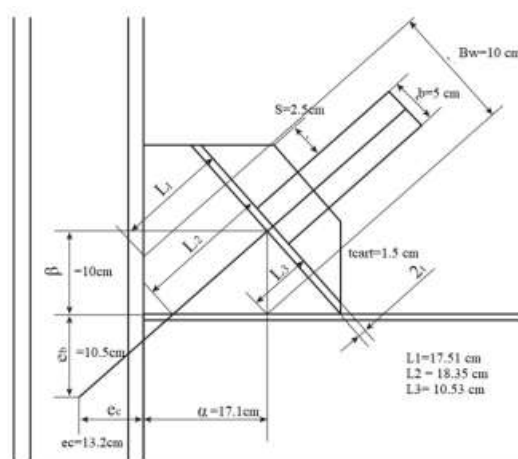


Figura 17 Esquema de conexiones de Arriostramientos corte A-A conexión viga con sección de riostra.

Fuente: Bibliocad,, 2020

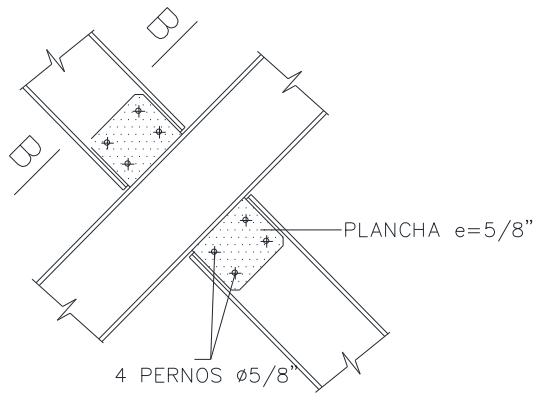


Figura 18 Esquema de conexiones de Arriostramientos corte B-B cruce entre riostras.
Fuente: Bibliocad, 2020.

DESARROLLO DEL TEMA

Dimensionamiento del área de implantación

Implantación de la nave industrial.

En base al plano estructural mostrado en la siguiente ilustración, se toma en cuenta la distancia de los pilotes del patio de transformadores, para colocar las columnas y definir cuál va a ser la distancia entre pórticos.

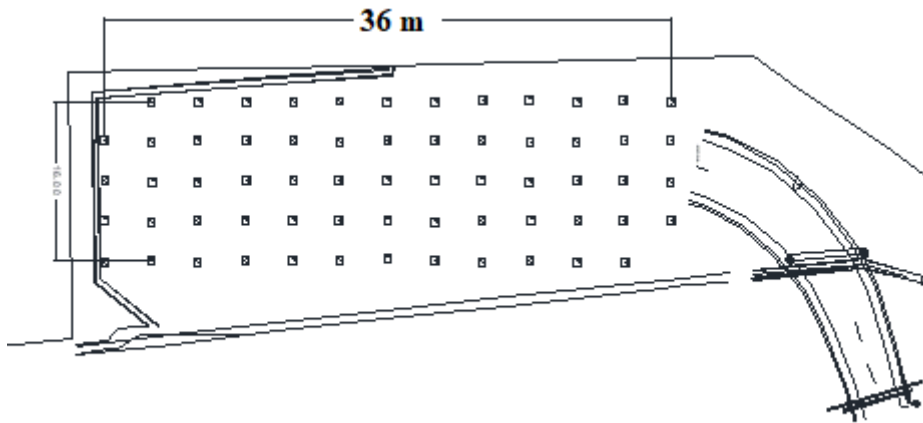


Figura 19 Plano estructural con ubicación de pilotes del patio de transformadores (vista en planta) estructural.

Fuente: Planos estructurales, 2022

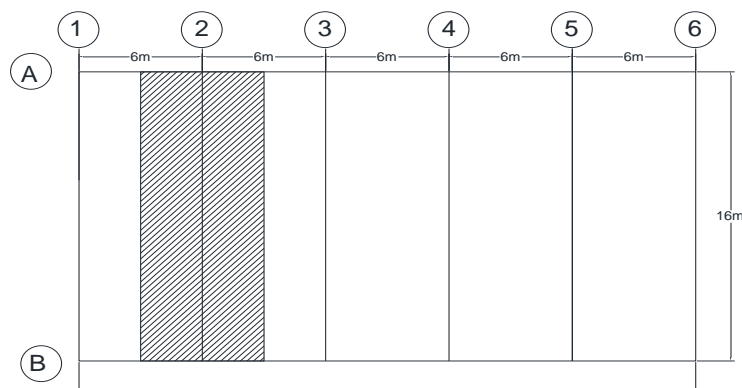








Figura 20 Pórticos y Área tributaria respectiva.

Fuente: Planos arquitectónicos, 2022.

La estructura va a estar compuesta por 7 pórticos con espaciamentos de 6 metros de distancia, así como también se presenta el área tributaria de cada una de las secciones a estudiar. Acorde a las dimensiones que están en el plano de la Figura 1, se toman las siguientes secciones con la siguiente geometría:

Tabla 1: Propiedades Geométricas de los elementos estructurales

| Elemento | Dimension | Cantidad | Peso (ton) | Perfil |
|-------------------|------------|----------|------------|---|
| Vigas principales | W10x54 | 14 | 8,9 |  |
| | W10x77 | 2 | 1,9 | |
| | W8x40 | 18 | 6,2 | |
| Columnas | W10x68 | 18 | 16,5 |  |
| Correas | HSS3X3X3/8 | 72 | 7,4 |  |
| | HSS4X4X3/8 | 12 | 1,7 | |
| Riostras | HSS4X4X1/4 | 32 | 4,1 |  |
| | HSS4X2X1/8 | 8 | 0,3 | |
| Tensores | Ø32mm | 16 | 1,0 |  |
| Cercha | HSS5X5X3/8 | 30 | 1,1 |  |
| Cubierta | Teja | 12 | 0,6 | |

Solicitaciones de carga

La nave industrial está compuesta por secciones como vigas, columnas, placas, correas, ángulos, entre otros, los cuales otorgan un peso a la estructura, por lo que es importante conocer cuáles son las cargas permanentes y temporales que van a ser aplicadas.

Carga Muerta.

Corresponde al peso de los materiales de construcción que son incorporados en el edificio o estructura, estos se caracterizan por mantenerse fijos o estáticos como pueden ser las

paredes, pisos, techos, acabados, revestimientos, entre otros. El valor de este tipo de carga se estima a través del Software SAP2000, no obstante, se puede realizar una estimación cercana a través de los valores existentes en la NEC (NEC-15, 2015).

Peso de elementos estructurales

Tabla 2 Comprobación del peso muerto de la estructura calculado manualmente y valores incluidos en el modelo matemático realizado en SAP2000.

| Método/Elemento | Vigas (kN) | Columnas (kN) | Correas (kN) | Riostras (kN) | Tensores (kN) | Cercha (kN) | Cubierta (kN) |
|------------------|---------------|------------------|-----------------|------------------|------------------|----------------|------------------|
| SAP2000 | 17,00 | 16,50 | 9,10 | 4,40 | 1,00 | 1,10 | 0,61 |
| Calculados | 17,08 | 16,51 | 9,10 | 4,46 | 1,00 | 1,07 | 0,60 |
| Error Porcentual | 0,47% | 0,03% | 0,02% | 1,42% | 0,37% | 2,74% | 1,91% |

En la **Tabla 2** se puede observar el error porcentual entre los pesos muertos calculados manualmente y los incluidos en el modelo matemático realizado en el SAP2000, donde se puede observar que el máximo error alcanza un valor de 2.74%, considerándose aceptables. En el **Anexo A** se encuentra el procedimiento de cálculo de estos resultados.

Carga viva.

Es una carga producida por la ocupación de la estructura ya sean estos equipos o muebles de fácil traslado, así como también personal que está presente dentro o sobre la estructura, en este tipo de cargas también están incluidas las cargas de viento y granizo. Para el análisis y diseño de la nave industrial las cargas para el modelo se obtuvieron de la sección de cubiertas de la ASCE7-16 donde se establecen dos tipos:

- Cubiertas planas, inclinadas y curvas, tomando un valor de carga uniforme de 0.70 kN/m².
- Superficies sujetas a mantenimiento de trabajadores como valor de carga concentrada en el punto más crítico de la cubierta con un valor de 1.33 kN.

En el **Anexo FF** se encuentran los cálculos de la carga viva realizados manualmente.

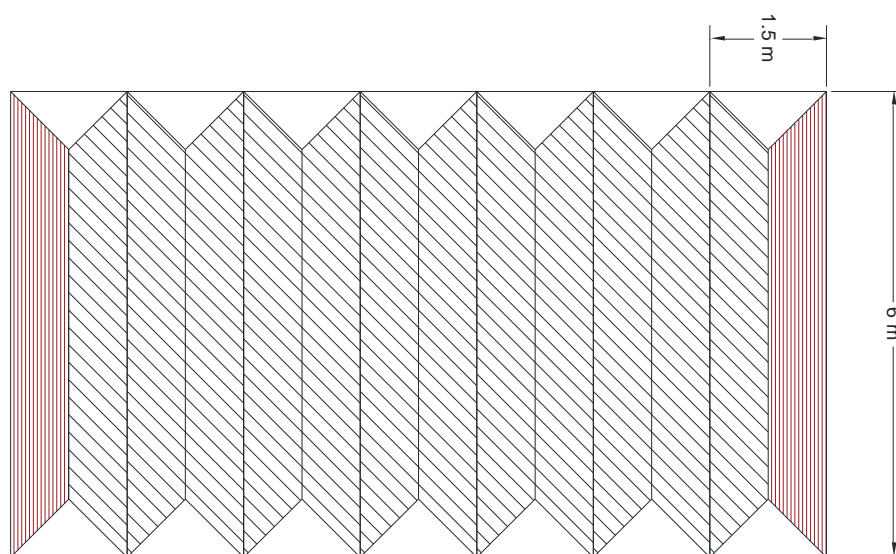


Figura 21 Vista en planta de cubierta en donde se observa las areas tributarias.

Cargas de granizo.

El proyecto se encuentra situado en el cantón Pastaza con un clima cálido húmedo, con una altitud de 800 metros sobre el nivel del mar por lo que según las especificaciones de la normativa NEC, (NEC-15, 2015) aplicada en cubiertas se debe tomar en cuenta para las regiones del país con más de 1500 metros sobre el nivel del mar, por lo que en este caso no aplica este tipo de sollicitación de carga.

Cargas de viento.

La nave industrial que se diseña no contiene muros, por lo cual se define como una estructura abierta. De esta manera, acorde a los lineamientos del Metal Building Systems Manual (Newman, 2004), se usa el método analítico de la norma ASCE7-16 para calcular la presión del viento.

Determinación de categoría de riesgo del edificio.

Acorde a la tabla 1.5-1 de la norma ASCE7-16, ver el **Anexo B**. La estructura se clasifica con bajo riesgo para la vida humana **Tipo I**, ya que está destinada para almacenar transformadores eléctricos.

Categoría de exposición

La categoría de exposición depende de la zona topográfica donde se levanta el proyecto, y el tipo se define en la sección 26.7.3 ASCE7-16. Para esta estructura corresponde a tipo de **Exposición D** debido a que tiene áreas planas sin obstrucciones y superficies de agua. Esta categoría incluye llanuras de lodo suave, salinas y hielo intacto.

Velocidad de presión q_h

La norma ASCE 7-16 junto Metal Building Systems Manual, brinda una tabla para determinar la velocidad de presión del viento, misma que depende de la altura de la estructura, velocidad básica del viento y el tipo de exposición que sufre. (ver en Anexo B). Como la altura de la estructura hasta el alerón es 9m y el ángulo de la cubierta es $7^\circ \leq 10^\circ$. El valor de q_h se determina con la tabla del Metal Building Systems Manual, ver el **Anexo C**. Por lo tanto, la velocidad de viento promedio es de 10 m/s – 22 mph, y el coeficiente q_h es igual a **22.4**.

Factor de direccionalidad de viento K_d

De la tabla de factor de direccionalidad de viento, ver el **Anexo D**.

Se determinó que es una estructura con sistema principal de resistencia a la fuerza del viento, con un factor **K_d** igual a **0.85**.

Determinación del factor topográfico

Según la especificación del ASCE7-16, el valor del factor topográfico **K_{zt}** es igual a **1**, ya que las condiciones topográficas donde va la nave industrial no son conocidas.

Factor de elevación del suelo K_e

Como se mencionó anteriormente que el cantón Pastaza se encuentra a 800m sobre el nivel del mar, por lo que se realiza una interpolación para obtener el valor exacto del factor, ver el **Anexo E**, siendo **K_e** igual a **0.9112**.

Coefficiente de exposición de presión de velocidad K_z

Acorde a la categoría de exposición tipo D y la altura de la estructura desde el suelo de 10 metros, se determina el factor **K_z** igual a **1.17**, ver el **Anexo F**.

Cálculo de la velocidad de presión q_z

Con los valores de cada parámetro establecidos anteriormente y la fórmula detallada en la sección 26.10.2 del ASCE7-16 se obtiene la velocidad de presión.

Parámetros

$$K_z = 1.17$$

$$K_{zt} = 1$$

$$K_d = 0.85$$

$$K_e = 0.9112$$

$$V = 2.8m/s$$

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d K_e V^2 \text{ [m/s]}$$

$$\mathbf{q_z = 4.36 [N/m^2]}$$

Factor de efecto ráfaga G

El factor **G**, según la sección 26.11 del ASCE 7-16, **G** es igual a **0.85**, porque la nave industrial está definida como una estructura rígida.

Coefficiente de presión externa transversal C_n

Para la obtención del coeficiente de presión externa **Cn**, se tienen los siguientes parámetros según el gráfico de la Figura 27.3-5, ASCE 7-16, ver el **Anexo H**. Mismos que se detallan a continuación.

L: Dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento (**16m**).

h: Altura media desde el suelo hasta la cubierta (**9.5m**).

γ : Dirección del viento (**0°**).

θ : Angulo de la cubierta (**7°**).

Por lo tanto, los coeficientes se obtienen de la tabla en la Figura 27.3-5 ASCE 7-16, ver el **Anexo H**. Los valores describen el efecto del viento en la estructura como barlovento y sotavento con su respectivo caso de carga.

Tabla 3 Coeficientes de presión de viento transvesal C_n .

| CASO A | | CASO B | |
|---------------|-----------|---------------|-----------|
| Barlovento | Sotavento | Barlovento | Sotavento |
| CNW=1.1 | CNL=-0.3 | CNW=0.2 | CNL=-1.2 |

Determinación de carga de viento.

La ecuación para obtener la carga total del viento aplicada en estructuras abiertas se muestra a continuación.

Las cargas se establecerán en el modelo de SAP2000 para el caso A en el sentido eje X positivo y negativo, dependiendo si le llega a la columna, ver el **Anexo I**, así como de la cubierta, ver el **Anexo J**. Además, los calculo se encuentran en el **Anexo BB**.

$$p = qh * G * C_n$$

Tabla 4 Valores de presión de viento Caso A.

| CASO A | |
|------------------|------------------|
| Barlovento | Sotavento |
| N/m ² | N/m ² |
| 4,08 | -1,11 |

El mismo procedimiento se realiza para el caso de carga B. Ver lo cálculo de valores de viento en el **Anexo CC**.

Tabla 5 Valores de presión de viento Caso B.

| CASO B | |
|------------------|------------------|
| Barlovento | Sotavento |
| N/m ² | N/m ² |
| 0,74 | -4,44 |

Las cargas se visualizan en la columna, ver el **Anexo k**, así como en la cubierta, ver el **Anexo L**.

Coefficiente de presión externa Longitudinal Cn

Acorde a la Figura 27.3-7 ASCE 7-16 se determinan los coeficientes según el tipo de cubierta que en este caso es a dos aguas, como se muestra en el diagrama del **Anexo M**. Además, depende de los siguientes parámetros geométricos.

L: Dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento **16m**.

h: Altura media desde el suelo hasta la cubierta **9.5m**.

γ : Dirección del viento **0°**.

θ : Angulo de la cubierta **7°**.

Por lo tanto, los coeficientes se determinan para un flujo libre de viento y para dos casos de carga, mismas que deben cumplir las limitaciones de inclinación y una distancia donde comienza el efecto barlovento, tal y como se muestra en la tabla de la Figura 27.3-7 ASCE 7-16 , ver el **Anexo M**.

Tabla 6 Coeficientes de presión de viento longitudinal en cubierta Cn.

| Condición | Caso A | Caso B |
|------------------|---------------|---------------|
| x<h | CN=-0.8 | CN=0.8 |
| h<x<2h | CN=-0.6 | CN=0.8 |
| x>2h | CN=-0.3 | CN=0.3 |

Determinación de carga de viento.

La carga de viento se establece de la misma manera que las cargas para la sección transversal. Tal y como se muestra a continuación.

$$p = qh * G * Cn$$

El caso A representa el efecto de barlovento y el caso B representa el efecto de sotavento sobre la cubierta. Además, la configuración de las cargas va acorde a intervalos de distancia con respecto al coeficiente como se muestra a continuación. Los cálculos se encuentran en el **Anexo DD** para el caso A y **Anexo EE** para el caso B.

Tabla 7 Valores de presiones de viento e intervalos de efectos sobre cubierta Caso A.

| CASO A | | |
|--------------|------|------------------|
| $x < h$ | 2,96 | N/m ² |
| $h < x < 2h$ | 2,22 | N/m ² |
| $x > 2h$ | 1,11 | N/m ² |

Las cargas se establecen en sentido Y positivo y negativo para las columnas, ver el **Anexo O** y para la cubierta, ver el **Anexo P**.

Tabla 8 Valores de presiones de viento e intervalos de efectos sobre cubierta Caso B.

| CASO B | | |
|--------------|------|------------------|
| $x < h$ | 2,96 | N/m ² |
| $h < x < 2h$ | 1,85 | N/m ² |
| $x > 2h$ | 1,11 | N/m ² |

Las cargas se establecen en sentido Y positivo y negativo para las columnas, ver el **Anexo Q** y para la cubierta, ver el **Anexo R**.

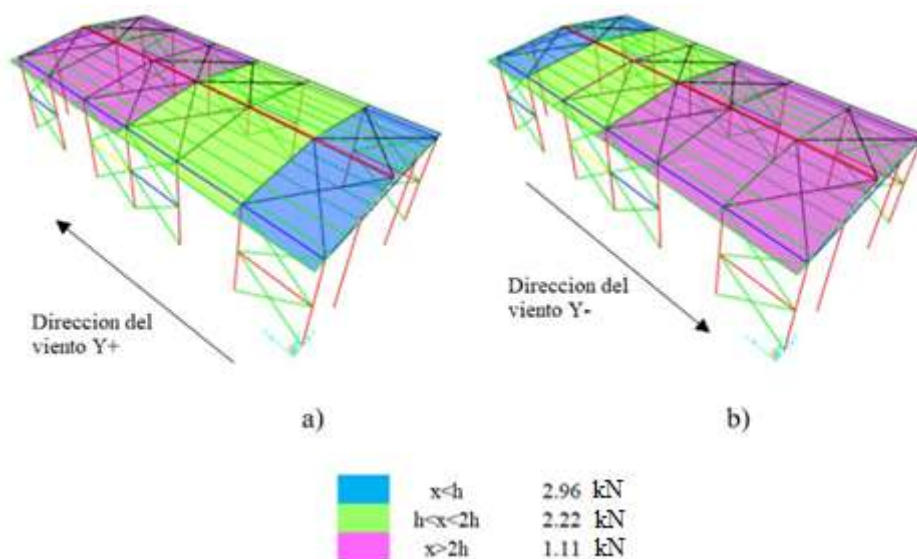


Figura 22 Distribución de presiones de viento longitudinal sobre cubierta
Cargas Sísmicas.

Un sismo es un movimiento súbito ocasionado en el terreno o suelo, producido por un desplazamiento de rocas o placas tectónicas en la corteza terrestre. Suelen ocurrir varias

veces al año dependiendo de su magnitud y la zona en donde se encuentre la estructura, esto es debido a que, a mayor magnitud, menor probabilidad de ocurrencia. En base al United States Geological Survey (USGS), los sismos pueden tener magnitudes de momento (M_w) desde 1.9 en adelante, siendo 3 una magnitud mínima para su registro en las bases de datos y donde un sismo con una magnitud de 8 puede llegar a destruir comunidades cerca del epicentro.

Geología local.

Para el diseño sísmico es necesario determinar el tipo de perfil de suelo en donde se encuentra la estructura, a través de un estudio de suelos de la zona donde se va a implantar y se obtiene el modelo geotécnico de la configuración del suelo como se presenta en el **Anexo S**. El estudio tiene un número medio de golpes del ensayo de penetración estándar SPT, de valores mayores a 50 golpes por lo que con estas especificaciones se escoge un suelo tipo C ya que cumple con los lineamientos que rige la NEC-15.

Peligro Sísmico y Cortante basal

Para la estructura a diseñar se establecieron los siguientes parámetros basados en la norma NSR 10:

Factor de reducción de resistencia sísmica R .

Pórticos Arriostrados Concéntricos

El factor de reducción sísmica R se determina para un pórtico de acero con diagonales concéntricas (PAC), acorde al capítulo F.3 de la NRS-10, ver el **Anexo T**, con un valor de R igual a **3** correspondiente a una altura máxima de 11 metros.

Pórticos Resistentes a Momento

El factor de reducción sísmica R se determina para un pórtico de acero resistente a momento (PRM), acorde al capítulo F.3 de la NRS-10, ver el **Anexo T**. con un valor de R igual a **2** correspondiente a una altura máxima de 50 metros.

Periodo de vibración aproximado de la estructura

Para el cálculo del periodo de vibración aproximado de la estructura de pórticos arriostrados concéntricos y pórticos resistentes a momento, se deben determinar los siguientes factores, mismos que se obtienen de la tabla A.4.2-1 de la NRS-10, ver el **Anexo U**.

C_t : Coeficiente dependiente del tipo de estructura.

α : Este valor depende de C_t

h_n : Altura total de la estructura (desde la base hasta la cubierta)

Tabla 9 Factores para el periodo de vibración en pórticos arriostrados concéntricos

| Periodo de vibración | |
|-----------------------------|-------|
| C_t | 0,072 |
| α | 0,75 |
| h_n (m) | 9 |
| T_a (seg) | 0,37 |
| S_a (g) | 0,975 |

Tabla 10 Factores para el periodo de vibración en pórticos resistentes a momento

| Periodo de vibración | |
|-----------------------------|-------|
| C_t | 0,072 |
| α | 0,75 |
| h_n (m) | 10 |
| T_a (seg) | 0,4 |
| S_a (g) | 0,975 |

Espectro de diseño

Acorde a la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15 se obtienen los parámetros para calcular el espectro de diseño aplicado en el modelo tridimensional en SAP 2000, los cuales se encuentran detallados en la **Tabla 4**.

Tabla 11 Parámetros para el cortante basal V

| Cortante basal V | |
|------------------|------|
| η | 2,6 |
| r | 1 |
| l | 1 |
| R | 2 |
| φ_p | 1 |
| φ_E | 1 |
| F_a | 1,3 |
| F_d | 1,19 |
| F_s | 1,02 |

En la **Figura 23** se encuentra graficado el espectro elástico e inelástico.

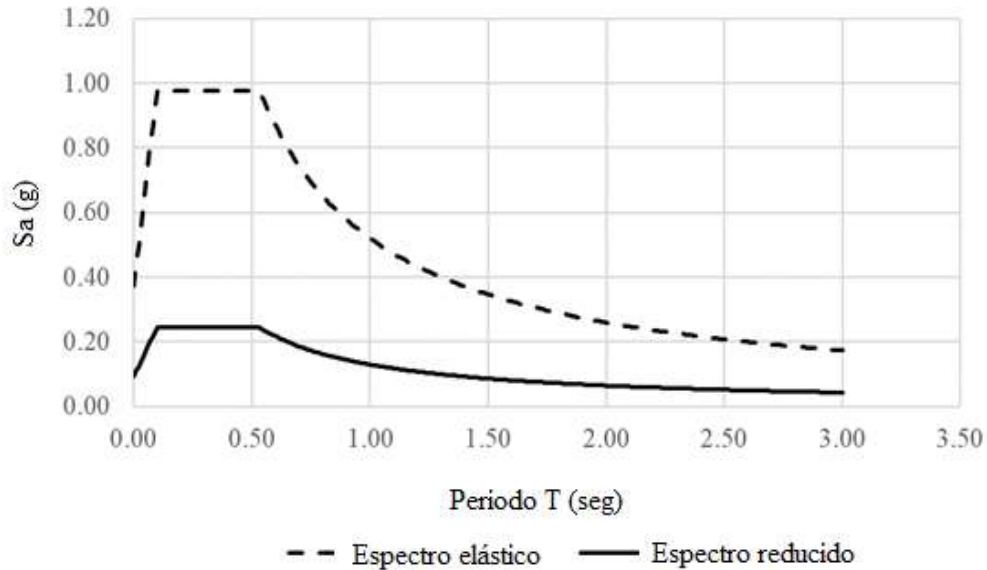


Figura 23 Espectro sísmico de respuesta elástico e inelástico.

Cortante basal

Acorde a los valores de la **Tabla 4** y el factor z de **0.3** obtenidos de la NEC-15, por estar en el cantón Pastaza, se calcula:

Espectro de respuesta elástico de aceleración.

$$S_a = n * z * F_a$$

$$S_a = 0.975g$$

Periodo de vibración NEC-15

Se obtiene el periodo de vibración acorde al método 1

$$T_a = C_t h_n^\alpha = 0.30 \text{ seg}$$

C_t : Coeficiente dependiente del tipo de edificio

h_n : Altura del edificio desde la base

α : Depende del C_t

Valor de cortante basal

Acorde al periodo de vibración por el método 1 se identifica el valor de la pseudo aceleración y se obtiene el cortante basal.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = 0.4875W = 0.4875 * (49.7) = 24.23 \text{ (tonf)}$$

ANALISIS ESTRUCTURAL EN SAP 2000

Materiales y secciones transversales

Acorde a la norma ASTM, las propiedades mecánicas del acero ASTM A36 son las siguientes.

Esfuerzo a la fluencia mínimo: 250 MPa

Esfuerzo a la tensión: 400 – 550 MPa

Elongación mínima en 50 mm: 23%

Módulo de elasticidad: 200 GPa

Las secciones transversales para los elementos, columna, viga, riostra fueron definidas como un conjunto de sección que se auto seleccionan para la iteración del diseño en SAP 2000, en cuanto a los elementos de tensores y correas, estas fueron establecidas con una única sección. Tal y como se presentan en la **Tabla 1**.

Modelo matemático de elementos

El modelado de la estructura se define acorde a las dimensiones del plano principal donde se establece un ancho de 16 mts, largo de 36 mts y una altura de 10 mts, hasta la cúspide de la cubierta.

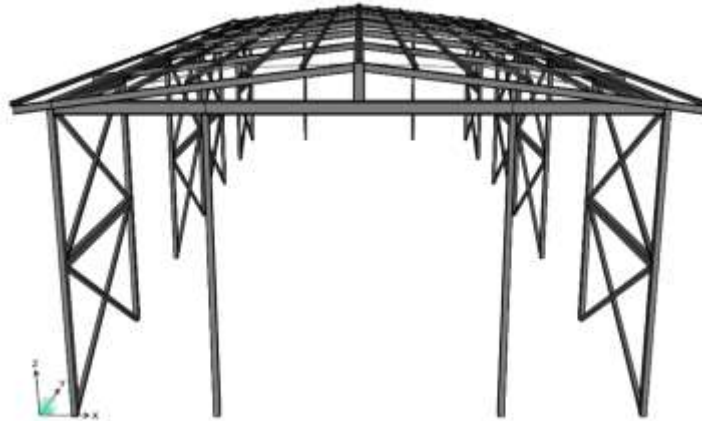


Figura 24 Modelado de nave industrial en SAP2000.

Patrones de carga en SAP 2000.

Los patrones de carga se definen para carga muerta, viva, sísmica y de viento. En el caso de este proyecto las cargas de viento son importantes debido a que se establecen los efectos de barlovento y sotavento.

Carga Muerta

Considera el peso propio de los elementos más una carga permanente de un valor estimado de 10 kgf/m^2 que ocupan las instalaciones en la cubierta.

Carga Viva

Acorde a la NEC se aplica un valor de 70 kgf/m² en la sección de correas en dirección de la gravedad.

Carga sísmica

El espectro de aceleración en SAP2000 se establece según los requisitos de la NEC-15 y los parámetros correspondientes el cual se explicó en la sección de **Cargas sísmicas**, mismos que se obtuvieron en la sección de Peligro sísmico.

Casos de carga en SAP2000

Para cada patrón de carga se crea su propio caso de carga tal y como está definido anteriormente. A demás se define el caso de carga de sismo dinámico en el eje X y Y con un factor de g/R.

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se definen acorde a NEC-SE-CG donde toma en cuenta los efectos sísmicos y de viento, los cuales son los más recurrentes en la ubicación de proyecto.

Combinaciones de carga que se aplican:

$$C1=1.4 D$$

$$C2=1.2 D+1.6 L$$

$$C3=1.2 D+L$$

$$C4=1.2 D+L+W$$

$$C5=1.2 D+1 E+L$$

$$C7=0.9 D+1 W$$

$$C8=0.9 D+1 E$$

Donde:

D: corresponde a carga muerta

L: corresponde a carga viva

E: corresponde a carga sísmica considerando la direccionalidad horizontal.

W: corresponde a carga de viento considerando la direccionalidad de barlovento y sotavento.

En la **Tabla 12** se presentan los vectores direccionales del sismo en sentido X y Y, así como también la suma entre direcciones para generar vectores diagonales.

Además, en la **Tabla 13** se detallan los vectores direccionales, así como también los diagonales de los efectos de la presión de viento en la estructura.

Se debe mencionar que estas combinaciones se deben tomar en cuenta con las combinaciones de carga de la NEC-15.

Tabla 12 Combinación de vectores de carga sísmica

| Nomenclatura | Sismo |
|---------------------|--------------|
| E1 | Ex |
| E2 | 0,3Ex+Ey |
| E3 | 0,3Ey+Ex |
| E4 | Ey |
| E5 | -Ex |
| E6 | -0,3Ex+Ey |
| E7 | 0,3Ey-Ex |
| E8 | Ey |
| E9 | -Ex |
| E10 | -Ex-0,3Ey |
| E11 | -Ey-0,3Ex |
| E12 | -Ey |

Tabla 13: Combinación de vectores de carga de viento

| Nomenclatura | Viento | |
|--------------|--------------|--------------|
| | CASO A | CASO B |
| W1 | Wx | Wx |
| W2 | 0,7Wx+0,7Wy | 0,7Wx+0,7Wy |
| W3 | -0,7Wx+0,7Wy | -0,7Wx+0,7Wy |
| W4 | -Wx | -Wx |
| W5 | Wy | Wy |
| W6 | -0,7Wy-0,7Wx | -0,7Wy-0,7Wx |
| W7 | -0,7Wy+0,7Wx | -0,7Wy+0,7Wx |
| W8 | -Wy | -Wy |

Ajuste de cortante basal

La norma NEC-15 dicta que se debe cumplir en estructuras regulares que el cortante basal del método dinámico no tiene que ser menor al 80% del método estático. Es decir

$$V_{dinámico} > 80\% V_{estático}$$

Tabla 14 Factor de corrección de cortante basal X y Y.

| | X(kN) | Y(kN) |
|-----------------|--------------------|-----------------|
| $V_{bDinámico}$ | 126.3 | 93.1 |
| $V_{bEstático}$ | 124.6 | 444.7 |
| Estado | NO CORREGIR | CORREGIR |
| Factor | | 3.82 |

El primer chequeo arroja que se debe realizar una corrección en Y, mismo que se corrige con un factor de 3.82.

Tabla 15 Cortante basal

| | X(kN) | Y(kN) |
|-----------------|--------------------|--------------------|
| $V_{bDinámico}$ | 126.3 | 355.8 |
| $V_{bEstático}$ | 124.6 | 444.7 |
| Estado | NO CORREGIR | NO CORREGIR |
| Factor | | 1.00 |

Después de corregir se verifico que ambos sentidos de cortante basal se cumplen.

Análisis estático y dinámico de la estructura

Chequeo de derivas y estabilidad estructural

El chequeo de la deriva para estructuras metálicas está sujeta a la sección 6.3.9 NEC-SE-DS, misma que establece que la deriva máxima de la nave industrial no debe ser mayor a la deriva elástica. $\Delta_M \leq 0.75R\Delta_E$

Donde:

R: factor de reducción de resistencia

Δ_E : deriva elástica o inelástica

Δ_M : Deriva máxima inelástica igual a 2%

Se establecieron desplazamientos generalizados en 4 columnas, la primera de un pórtico arriostrado concéntricamente donde el desplazamiento es máximo, la segunda también es arriostrada concéntricamente, la tercera columna es esquinera, la cual está unida a un pórtico arriostrado concéntricamente y un marco resistente a momento y, por último, una columna del pórtico resistente a momento, como se muestra en la **Figura 24**.

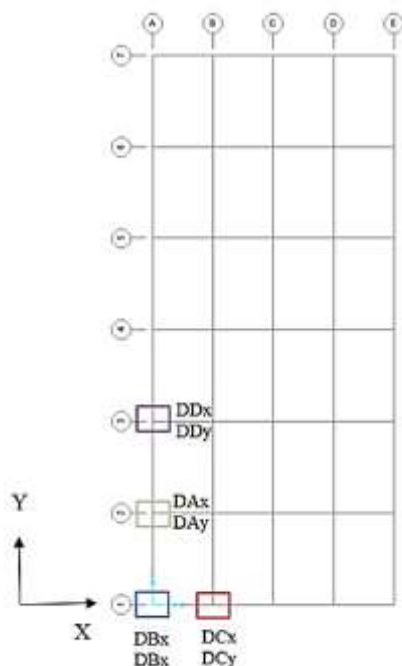


Figura 25 Esquema de las columnas de control para el análisis de derivas.

A continuación, se presentan tabulados los desplazamientos en sentido X y Y para las 4 columnas detalladas anteriormente con su respectivo chequeo de deriva máxima de la NEC-15.

Tabla 16 Chequeo de derivas para las columnas detalladas Figura 22.

| Columna | Combinación de carga | Estado | Desplazamiento ΔE (mts) | Deriva $0.75R\Delta E$ | NEC-15 |
|--------------------------|----------------------|--------|---------------------------------|------------------------|--------|
| Columna PAC MITAD | | | | | |
| DDx | 1.2D+E2+L | Max | 0.091 | 1.515% | CUMPLE |
| DDx | 1.2D+E2+L | Min | -0.107 | -1.778% | CUMPLE |
| DDy | 1.2D+E3+L | Max | 0.001 | 0.025% | CUMPLE |
| DDy | 1.2D+E3+L | Min | -0.002 | -0.030% | CUMPLE |
| Columna PAC | | | | | |
| DAx | 1.2D+E2+L | Max | 0.073 | 1.219% | CUMPLE |
| DAx | 1.2D+E2+L | Min | -0.083 | -1.382% | CUMPLE |
| DAy | 1.2D+E2+L | Max | 0.000 | 0.005% | CUMPLE |
| DAy | 1.2D+E2+L | Min | -0.001 | -0.015% | CUMPLE |
| Columna PAC + PRM | | | | | |
| DBx | 1.2D+E2+L | Max | 0.077 | 1.28% | CUMPLE |
| DBx | 1.2D+E2+L | Min | -0.077 | -1.29% | CUMPLE |
| DBy | 1.2D+E2+L | Max | 0.000 | 0.00% | CUMPLE |
| DBy | 1.2D+E2+L | Min | -0.001 | -0.02% | CUMPLE |
| Columna PRM | | | | | |
| DCx | 0.9D+E2 | Max | 0.077 | 1.28% | CUMPLE |
| DCx | 0.9D+E2 | Min | -0.077 | -1.28% | CUMPLE |
| DCy | 0.9D+E2 | Max | 0.006 | 0.10% | CUMPLE |
| DCy | 0.9D+E2 | Min | -0.006 | -0.10% | CUMPLE |

El chequeo de las derivas cumple para todas las columnas, teniendo en cuenta la combinación de carga más crítica que produce el mayor desplazamiento en cada columna.

Análisis modal de la estructura

Se define como los diferentes tipos de vibración de la estructura, misma que depende de la configuración geométrica y la matriz de rigideces de la estructura. El objetivo es obtener un 90% como mínimo de la masa participativa en el análisis sísmico, el cual se logra aumentando las formas de vibración hasta obtener una masa participativa acumulada superior a la indicado.

Por lo tanto, el primer modo de vibración es predominante en el sentido X con una masa participativa del 86.1% y un periodo fundamental 0.97 (seg), ver el **Anexo W**.

En cuanto al segundo modo de vibración, se tiene una masa participativa del 86.3% y un periodo de 0.66 (seg).

Por último, el tercer modo de vibración consta de un 97.3 % de masa participativa, mismo que se cumple con la masa participativa acumulada del 90% y un periodo de 0.54 (seg).

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Acorde a la filosofía de diseño LRFD bajo los reglamentos AISC 360-16 y el libro “Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10” del autor Gabriel Valencia. Los elementos son diseñados para los respectivos esfuerzos críticos, como compresión, flexión y cortante que sufran cada elemento cuando sienten cierta combinación de carga.

Fuerzas actuantes en los elementos del Pórtico resistente a momento.

A continuación, se presentan tabulados los esfuerzos actuantes para los elementos columna y viga, así como también las fuerzas máximas con sus combinaciones de carga que lo generan.

Tabla 17 Fuerzas maximas con combinaciones de carga respectivamente PRM.

| 1.2D+W5+L | | | | | |
|------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| ELEMENTO | Compresión Pu | Cortante Vu2 | Cortante Vu3 | Momento Mu2 | Momento Mu3 |
| COLUMNA 15 | -87,3 | -0,4 | 0,4 | 1,6 | -1,5 |
| COLUMNA 33 | -87,6 | -0,4 | 0,1 | 0,0 | 1,5 |
| VIGA 269 | 99,0 | 2,8 | 0,0 | -0,7 | 0,1 |
| 1.2D+E3+L | | | | | |
| ELEMENTO | Compresión Pu | Cortante Vu2 | Cortante Vu3 | Momento Mu2 | Momento Mu3 |
| COLUMNA 15 | -62,3 | -3,5 | -3,5 | -16,2 | -23,6 |
| COLUMNA 33 | -51,7 | -3,5 | -3,6 | -15,4 | -7,9 |
| VIGA 269 | -9,8 | -10,2 | -8,5 | -1,0 | -6,8 |
| 1.2D+E2+L | | | | | |
| ELEMENTO | Compresión Pu | Cortante Vu2 | Cortante Vu3 | Momento Mu2 | Momento Mu3 |
| COLUMNA 15 | -87,3 | 0,8 | 12,5 | 0,7 | 2,9 |
| COLUMNA 33 | -87,6 | 0,8 | 12,5 | 55,3 | 8,5 |
| VIGA 269 | -28,9 | -17,0 | -8,5 | -0,5 | -12,8 |
| 1.2D+E2+L | | | | | |
| ELEMENTO | Compresión Pu | Cortante Vu2 | Cortante Vu3 | Momento Mu2 | Momento Mu3 |
| COLUMNA 15 | -39,0 | 0,8 | 12,5 | 56,4 | 6,3 |
| COLUMNA 33 | -70,1 | -1,2 | -12,2 | -56,4 | -6,3 |
| VIGA 269 | 20,2 | 9,6 | 8,5 | 8,0 | 2,2 |
| 1.2D+E3+L | | | | | |
| ELEMENTO | Compresión Pu | Cortante Vu2 | Cortante Vu3 | Momento Mu2 | Momento Mu3 |
| COLUMNA 15 | -62,3 | -3,5 | -3,5 | -16,2 | -23,6 |
| COLUMNA 33 | -46,8 | 3,0 | 3,9 | 16,3 | 23,6 |
| VIGA 269 | -28,9 | -8,5 | -2,7 | -0,5 | -12,8 |

Fuerzas actuantes en los elementos del pórtico arriostrados concéntricos.

Las fuerzas se tabulan acorde a los valores de compresión y tensión, teniendo en cuenta los valores máximos para la combinación de carga que las genera.

Tabla 18 Fuerzas de riostras del PAC.

| ELEMENTO | TIPO | 1.2D+E3+L |
|-------------|-----------------|-----------|
| RIOSTRA 82 | Compresion [kN] | -33,344 |
| | Tension [kN] | 25,37 |
| RIOSTRA 83 | Compresion [kN] | -29,152 |
| | Tension [kN] | 25,898 |
| RIOSTRA 117 | Compresion [kN] | -27,578 |
| | Tension [kN] | 26,63 |
| RIOSTRA 118 | Compresion [kN] | -26,112 |
| | Tension [kN] | 29,475 |

Tabla 19 Fuerzas de riostras del PAC.

| ELEMENTO | TIPO | 0.9D+E3 |
|-------------|-----------------|---------|
| RIOSTRA 82 | Compresion [kN] | -30,791 |
| | Tension [kN] | 27,697 |
| RIOSTRA 83 | Compresion [kN] | -27,954 |
| | Tension [kN] | 26,87 |
| RIOSTRA 117 | Compresion [kN] | -27,192 |
| | Tension [kN] | 26,79 |
| RIOSTRA 118 | Compresion [kN] | -27,397 |
| | Tension [kN] | 27,964 |

Diseño viga

El elemento viga se escogió por el esfuerzo más grande que sufre, identificando la combinación de carga que lo genera y evaluando los esfuerzos cortantes que se generan en ese instante de carga, por lo tanto, se establece la filosofía columna fuerte – viga débil, por lo que se diseña para generar rotulas plásticas en secciones controladas, por ello se establece una sección reducida y se analiza los esfuerzos que soporta (dimensión precalificada)

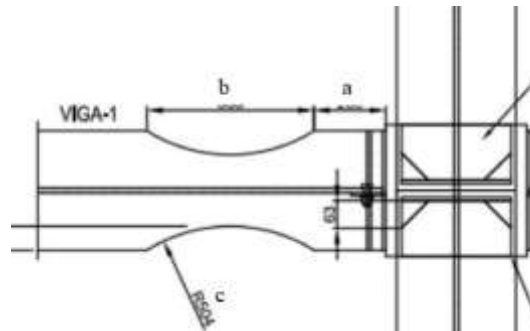


Figura 26 Sección reducida de viga.

Dimensiones preliminares de la sección reducida de la viga

$$0.5bf < a = 10cm < 0.75bf$$

$$0.65dv < b = 13cm < 0.85dv$$

$$0.1bf < c = 5cm < 0.25bf$$

Chequeo de esbeltez local de la sección reducida

$$R = \frac{4 * c^2 + b^2}{8 * c}$$

$$bf_{reducida} = 2 * (R - c) + bf - \sqrt{R^2 - \frac{b^2}{9}}$$

Flexión

Clasificación de sección, relación ancho espesor

Tabla 20 Relacion de ancho/espesor.

| Relación Ancho/espesor | Criterio | λ | λ_p | λ_r | Estado |
|---------------------------|-----------|-----------|-------------|-------------|----------|
| Patin | bfred/2tf | 6,61 | 10,748 | 28,284 | Compacto |
| Alma | h/tw | 25,778 | 69,296 | 161,22 | Compacto |

El perfil W8x40 es no esbelta, por lo que no se deben considerar pandeos locales.

Clasificación de estado límite de pandeo lateral torsional

Se analiza la resistencia nominal considerando si el elemento sufre pandeo lateral torsional.

Tabla 21 Chequeo de pandeo lateral torsional.

| Pandeo lateral torsional | Lb | Lp | Lr | Estado |
|-----------------------------|----|-------|--------|----------------|
| Mx | 8 | 4,463 | 12,262 | PLT inelastico |

Momento plástico Mn y primera fluencia Mr.

$$M_p = F_y Z_x = 146.75 \text{ (kNm)}$$

$$M_r = 0.7 F_y S_x = 101.805 \text{ (kNm)}$$

Momento nominal resistente.

Como el elemento sufre PLT inelástico. La fórmula para el momento Mn es la siguiente.

El factor de reducción tiene un valor de $\phi = 0.9$.

$$M_n = Cb \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$Cb = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$$\phi M_n = 210.2 \text{ (kN - m)}$$

$$M_n < M_p \text{ CUMPLE}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ CUMPLE}$$

Módulo de sección plástica en sección reducida.

$$Z_{ev} = (Zx - 2c * tf * (dv - tf))$$

$$Z_{ev} = 374.373 \text{ cm}^3$$

Momento plástico en la sección reducida

$$\phi M_{psr} = 0.9 * Fy * Z_{ev}$$

$$\phi M_{psr} = 84.234 \text{ (kN - m)}$$

Cortante

La ecuación de resistencia al corte se enfoca especialmente en el área del alma y un factor C_v como se muestra a continuación.

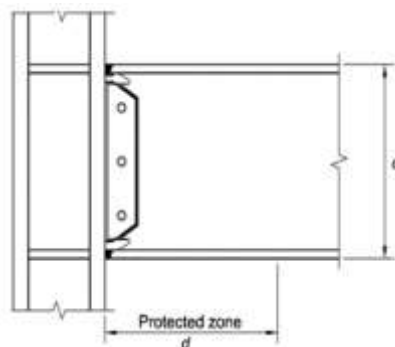
$$V_n = \phi 0.6 F_y A_w C_v \quad *A_w = d_w t_w$$

$$\frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ por lo tanto } C_v = 1$$

$$\phi V_n = 186.3 \text{ (kN)}$$

$$V_u < \phi V_n \text{ CUMPLE}$$

Diseño de la conexión viga-columna en el pórtico resistente a momento



$$C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2 * F_y} = 1.306$$

Se toma el valor de C_{pr} igual a 1.4 debido a que se realiza un tipo de conexión WUF-

W

Momento probable de la sección reducida

$$M_{p_{seccionreducida}} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_{ev}$$

Distancia de la rótula plástica desde la cara de la columna

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 16.5 \text{ cm}$$

Distancia entre los centros de la sección reducida

$$L_{hv} = L_v - 2 * \left(\frac{dc}{2}\right) - 2 * S_h = 7.046 \text{ m}$$

Fuerza cortante en el centro de la sección reducida de la viga para cada extremo

$$V_{ug} = 8.44 \text{ kN}$$

| | unidad | Valor |
|--|------------------|-------|
| Fuerza cortante de la sección reducida para cada extremo. | V _{rsi} | 61,1 |
| | V _{rsd} | 18,8 |

$$V_{rsi} = 2 * \frac{M_{p_{seccionreducida}}}{L_{hv}} + V_{ug} = 61.139 \text{ kN}$$

$$V_{rsd} = 2 * \frac{Mp_{seccionreducida}}{Lhv} - Vug = 44.259 \text{ kN}$$

Momento máximo probable en la cara de la columna

| | unidad | Valor |
|---|--------|-------|
| Momento máximo probable en la cara de la columna | Mfi | 205,2 |
| | Mfd | 202,4 |

$$M_{fi} = Mp_{seccionreducida} + V_{rsi} * Sh = 205.228 \text{ kN} * m$$

$$M_{fd} = Mp_{seccionreducida} + V_{rsd} * Sh = 202.442 \text{ kN} * m$$

Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado

$$\phi Mp = 1.1 * Ry * Fy * Zx = 267.11 \text{ kN} * m$$

$$\phi Mp > M_{fd} \text{ CUMPLE}$$

Momento en el eje central de la columna

| | unidad | Valor |
|--|--------|-------|
| Momento en el eje central de la columna | Mbi | 200,2 |
| | Mbd | 200,2 |

$$M_{bi} = Mp_{seccionreducida} + V_{ui} * \left(Sh + \frac{1}{2} * dc \right) = 200.202 \text{ kN} * m$$

$$M_{bd} = Mp_{seccionreducida} + V_{ud} * \left(Sh + \frac{1}{2} * dc \right) = 200.202 \text{ kN} * m$$

Resistencia cortante de la sección reducida requerida Vu en Sh

Este valor es tomado en el diagrama de cortante en la viga a una distancia Sh en la combinación de carga 1.2D+1.6L

$$V_{usr} = 8.325 \text{ kN}$$

$$Sh = 16.5 \text{ cm}$$

$$V_{req} = V_{sri} + V_{usr} = 69.464 \text{ kN}$$

$$\phi Vn = 186.3 \text{ kN}$$

$$\phi Vn > Vu_{req} \text{ CUMPLE}$$

Diseño de la placa de cortante en la unión del alma de la viga con el patín de la columna

Espesor de la placa

$$t_{placa} = 1.5 \text{ cm}$$

Altura de viga mínimo

$$d_{min} = \frac{Vu_{req}}{1 * 0.6 * Fy * twv * Cv} = 5.101 \text{ cm}$$

Diseño de la placa de continuidad

Chequeo de la placa de continuidad

$$Ru = \frac{M_{fi}}{dv - tf} = 1050.693 \text{ kN}$$

$$Rlim = 1.8 * bf * tf * Ry * Fy = 1953.95 \text{ kN}$$

$$Ru > Rlim \text{ CUMPLE}$$

$$tcf > \frac{bf}{6} \text{ NO CUMPLE}$$

Como uno de los chequeos no cumple es necesario colocar placas de continuidad

El espesor de la placa de continuidad debe ser un valor mayor al t_f de la viga por lo que se toma un valor de 1.5cm y un ancho de placa de continuidad de 8cm en base a los siguientes chequeos.

$$b_{placacontinuidad} < bf_v$$

$$b_{placacontinuidad} > b_{minplaca}$$

CUMPLE

Chequeo del criterio columna fuerte – viga débil

$$Vc = \frac{(Mb_d + Mb_i)}{Lc} = 21213 \text{ kN}$$

$$M_c = 2 \left(\left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_{gc}} \right) Z_{xc} + V_c * \frac{1}{2} * dv \right) = 5120 \text{ kN} * m$$

Chequeo de zona de panel

Cortante por momentos en la cara de la columna

$$R_{uz} = \frac{M_{fi} + M_{fd}}{dv - t_{fv}} - V_{cz} = 19126 \text{ kN}$$

$$\phi R_{nz} = 1 * 0.6 * F_y * d_c * t_{wc} * \left(1 + \frac{3 * b_{fc} * t_{fc}^2}{dv * d_c * t_{wc}} \right) = 678.87 \text{ kN}$$

$$\phi R_{nz} < R_{uz} \text{ CUMPLE}$$

Cortante por momentos en la cara de la columna

$$P_{uc} = 87.634 \text{ kN}$$

$$\phi P_n * 0.75 = 805.5 \text{ kN}$$

$$\phi P_n * 0.75 > P_{uc} \text{ CUMPLE}$$

Espesor de la zona nodal

$$dz = dv - 2 * t_{placacontinua} = 17.955 \text{ cm}$$

$$wz = d_c - 2 * t_{fc} = 22.504 \text{ cm}$$

$$t_{wc} > \frac{dz + wz}{90} \text{ CUMPLE}$$

Diseño de columna

Los esfuerzos para el diseño de la columna son evaluados para los momentos en X y Y, compresión, cortante y verificar la interacción flexo-compresión del elemento. La columna para diseñar pertenece a un pórtico arriostrado concéntricamente.

Compresión

Clasificación de sección, relación ancho espesor

Tabla 22 Relación ancho/espesor.

| Relación Ancho/espesor | λ | | Valor | limite λ_p | Estado |
|------------------------|-----------|----------|--------|--------------------|----------|
| | Patin | $bf/2tf$ | 6,588 | 15,839 | Compacto |
| Alma | h/tw | 18,851 | 37,087 | Compacto | |

El perfil W10x68 es no esbelto por lo que no se deben considerar pandeos locales.

Longitud efectiva.

El parametro K se determina acorde a la condicion de apoyo y el pandeo que se produce en la columna. Por lo tanto, la forma de pandeo y el valor K, ver el **Anexo X**.

Formula de esbeltez

$$\text{Sentido eje } x) \frac{KL}{r_x} = 79.804 < 200$$

$$\text{Sentido eje } y) \frac{KL}{r_y} = 136.807 < 200$$

Determinación de tipo de Pandeo Fcr, inelástico o elástico

Acorde al valor de esbeltez KL/y calculado anteriormente, se define si la fuerza de pandeo critica es inelástico o elástico. En este caso se tiene un estado de pandeo inelástico.

Tabla 23 Resistencia a la compresión.

| Resistencia a compresion [kN] | Criterio | Valor |
|----------------------------------|----------|---------|
| | | Fe |
| | Fcr | 92,494 |
| | Pn | 1074,12 |

Flexión

Clasificación de sección, relación ancho/espesor

Tabla 24 Relación ancho/espesor.

| Relacion Ancho/espesor | | λ | λ_p | λ_r | Estado |
|------------------------|-------|-----------|-------------|-------------|----------|
| | Patin | | 6,558 | 10,748 | 28,284 |
| Alma | | 18,851 | 106,349 | 161,22 | Compacto |

El perfil W10x68 es no esbelta, por lo que no se deben considerar pandeos locales.

Clasificación de estado límite de pandeo lateral torsional

Se chequea la resistencia nominal considerando si el elemento sufre pandeo lateral torsional.

Tabla 25 Chequeo de pandeo lateral torsional.

| Pandeo lateral torsional | | Lb | Lp | Lr | Estado |
|--------------------------|----|----|-------|--------|----------------|
| | Mx | | 9 | 5,164 | 16,694 |
| My | | 9 | 3,275 | 27,656 | PLT inelastico |

Momento plástico Mn y primera fluencia Mr.

Tabla 26 Momentos plásticos y primera fluencia.

| Momento Plástico-Primera fluencia [kNm] | Criterio | Valor | Criterio | Valor |
|---|----------|--------|----------|--------|
| | | Mpx | 314,51 | Mrx |
| | Mpy | 147,85 | Mry | 75,708 |

Momento nominal resistente.

Como el elemento sufre PLT inelástico. La fórmula para el momento Mn es la siguiente.

El factor de reducción tiene un valor de $\phi = 0.9$.

Tabla 27 Momentos nominales.

| Momentos Nominales resistentes [kNm] | Criterio | Valor |
|---|----------|---------|
| | Mnx | 496,277 |
| Mny | 260,7 | |

Interacción flexo compresión.

Acorde a la relación de compresión resistente y compresión nominal se identifica que formula de interacción se usa.

$$\frac{Pu}{\phi P_n} = 0.082 < 0.2$$

$$\frac{Pu}{2 * \phi P_n} + \left(\frac{Mu_x}{\phi M_{nx}} + \frac{Mu_y}{\phi M_{ny}} \right) = 0.30 < 1$$

Se identifica que la interacción no debe superar el límite permitido por lo cual la columna es lo suficientemente resistente a flexo compresión.

Cortante

Para el diseño de cortante se usará un factor de reducción $\phi = 0.75$ y se diseña al igual que una viga.

$$\frac{h}{tw} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \Rightarrow \quad C_v = 1$$

$$\phi V_n = \phi 0.6 Fy A_w C_v = 473.032 \text{ kN}$$

$$Vu < \phi V_n \text{ CUMPLE}$$

Diseño de conexión viga-columna

El diseño de la conexión viga-columna (Shear tab) tiene como objetivo transferir los esfuerzos cortantes de la viga principal a la columna. Esta conexión consiste en soldar una placa a la columna y atornillar al alma de la viga principal para minimizar los momentos, ver el **Anexo Y**.

Se debe indicar que, acorde a las propiedades geométricas de la viga y columna se establece un pre-dimensionamiento de la placa acorde al cortante último que actúa en los extremos de la viga.

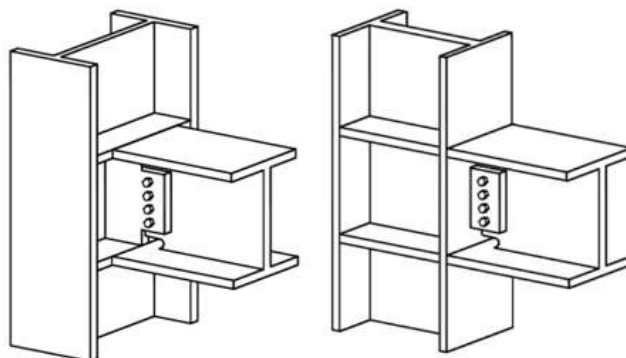


Figura 27 Conexiones tipo WUF-W de viga – columna. Fuente:

Limitaciones geométricas.

$$V_U = 17.129 \text{ kN} \quad F_{n_v} = 327 \text{ MPa} \quad d_p = 3/4 \text{ in} \quad \text{Propiedades de pernos}$$

Numero de pernos

$$n_p = \frac{V_U}{F_{n_v} A_p}$$

$$2 < n_p < 12 \text{ (Cumple)}$$

$$n_{pmin} = 2$$

Mínimo número de pernos a usar son 3.

Tabla 28 Límites geométricos.

| | Criterio | Valor | Uni. |
|---------------------------------|-----------------|--------------|-------------|
| | # pernos | | 3 cm |
| | lh | | 3 cm |
| Limitaciones geométricas | lev | | 3 cm |
| | dp | | 3/4 in |
| | a | | 8 cm |
| | L | | 12 cm |
| | tp | | 1,5 cm |

Resistencia por fluencia y rotura en Viga

En el calculo de las resistencias es necesario evaluar la fluencia con el área bruta (A_g) del perfil y la rotura es con el área efectiva (A_e).

$$\phi_f = 1$$

$$\phi Rn_f = \phi_f 0.6 F_u (d - 2tf)tw = 246.622 \text{ kN}$$

$$\phi_r = 0.75$$

$$\phi Rn_r = \phi_r 0.6 F_u [(d - 2tf)tw - 3(d_p + tole)tw] = 188.165 \text{ kN}$$

Desgarramiento por bloque y perno en el alma de la viga

Tabla 29 Resistencia a bloque cortante en viga.

| | <u>Criterio</u> | <u>Valor</u> | <u>Uni.</u> |
|------------------------|-----------------|--------------|-----------------|
| Desgarramiento | Agv | 1,726 | cm ² |
| bloque cortante | Ant | 4,869 | cm ² |
| Viga | Rnb bloque | 165,32 | kN |
| | Rnd perno | 38,56 | kN |

Aplastamiento del perno en el alma de la viga

$$\phi Rn_a = \phi_r 2.4 F_u d_p tw = 125.386 \text{ kN}$$

Resistencia dominante

Se escoge el menor valor de resistencia de los casos analizados para la viga y pernos. En este caso es del perno la resistencia dominante.

$$\phi Rn_d = 38.556 \text{ kN} < Vu \text{ (Cumple)}$$

Diseño de placa

Tabla 30 Resistencias de placa.

| | Criterio | | Valor | Un |
|------------------------------|----------------------|------------------------|--------------|-----------|
| | | | | |
| Resistencias de placa | Desgarramiento | $\emptyset r n_p$ | 101,9 kN | |
| | Aplastamiento | $\emptyset r n_a$ | 205,69 kN | |
| | Res. Perno Corte | $\emptyset r n_{per}$ | 79,52 kN | |
| | Res. Pernos conjunto | $\emptyset R n_e$ | 53,623 kN | |
| | Fluencia | $\emptyset R n_{pla}$ | 268,07 kN | |
| | Rotura | $\emptyset R n_{pr}$ | 143,74 kN | |
| | Bloque cortante | $\emptyset R n_b$ | 185,44 kN | |
| | Flexión | $\emptyset R n_{flex}$ | 50,863 kN | |

Diseño de riostra

Compresión

Clasificación de sección, relación ancho espesor

Chequeo relación ancho – espesor

$$\lambda = \frac{h}{tw} = 34.483 \quad \text{limite } \lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 39.576$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_r$$

El perfil HSS4x4x1/8 es compacto

Longitud efectiva.

$$\frac{KL}{rx} = 186.883 < 200$$

Perfil es no esbelto.

Determinación de tipo de Pandeo F_{cr} , inelástico o elástico

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{cr_i} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} F_y = 58.826 \text{ MPa}$$

Carga axial resistente esperada a compresión, residual y tensión esperada.

Tabla 31 Resistencias esperadas de la riostra.

| | Criterio | Valor |
|--|-----------------|--------------|
| Resistencia a compresion y tension [kN] | C. espe | 105,466 |
| | C. residual | 92,494 |
| | T. espe | 1074,12 |

Fuerza resistente a tensión

Tabla 32 Fuerza de diseño a tensión de placa.

| | Criterio | Valor | Uni. |
|--|--------------------|--------------|-----------------|
| Fuerza resistente a tensión placa | An | 20,049 | cm ² |
| | Ae | 18,044 | cm ² |
| | A.platinas req | 1,85 | cm ² |
| | A. platina 50x4 | 2 | cm ² |
| | Esfuerzo a tension | 73,951 | kN |

Longitud efectiva de la soldadura.

$$F_{EXX} = 70 \text{ksi} \quad \phi = 0.75 \quad Lw = 5 \text{cm}$$

$$w = \frac{T_{pu}}{(\phi * 0.6 * F_{EXX} * 0.707 * Lw) * 2} = 0.482 \text{cm}$$

$$Lw = \frac{T_{pu}}{(\phi * 0.6 * F_{EXX} * 0.707 * Lw) * 2} = 0.482 \text{cm}$$

Fluencia y fractura en la sección de la cartela

$$tp = 10 \text{mm}$$

Fluencia

$$Tf = 0.9 * Fy * Lw * tp = 225 \text{kN}$$

Fractura

$$Tr = 0.75 * Fu * Lw * tp = 300 \text{kN}$$

Geometría de la cartela

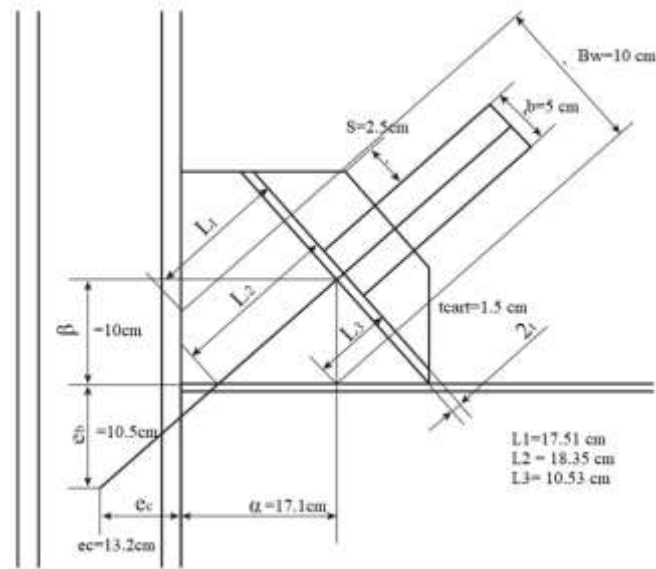


Figura 28 Dimensiones de la riostra

Área e inercia de la cartela

$$I_x = 33335.8 \text{ cm}^4 \quad I_y = 63756.3 \text{ cm}^4 \quad A_{cart} = 377.24 \text{ cm}^2$$

Cálculo de esbeltez de la cartela

$$\frac{k}{\sqrt{\frac{I_y}{L * t_{cart}}}} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ Elástico}$$

$$F_{e_{cart}} = \frac{\pi^2 E}{\frac{k}{\sqrt{\frac{I_y}{L * t_{cart}}}}}$$

Esfuerzo de pandeo crítico

$$F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_{e_{cart}}} F_y R_y$$

Carga axial resistente esperada

$$C_{cart} = 0.9 * F_{cr} * A_g = 282.626 \text{ kN}$$

Fuerza de transferencia a la viga y columna

Longitud efectiva de la geometría de la cartela

$$r = \sqrt{(\alpha + ec)^2 + (\beta + eb)^2} = 36.551 \text{ cm}$$

Tabla 33 Transferencia de fuerzas verticales y horizontales

| | Criterio | Valor | Uni. |
|--|-----------------|--------------|-------------|
| Fuerzas cortantes verticales V y horizontales | Vc | 2,501 kN | |
| | Hc | 1,301 kN | |
| H | Vb | 1,03 kN | |
| | Hc | 2,011 kN | |

Fluencia por esfuerzo normal de la soldadura

$$\phi Rn_{cartf} = 0.9 * Fy * Lp * tpcart = 653.063 \text{ kN}$$

Corte en fluencia por esfuerzo normal de la soldadura

$$\phi Rn_{carte} = 1 * (0.6 * Fy * Lp * tpcart) = 435.375 \text{ kN}$$

Resistencia de la soldadura

$$W = \frac{Hb + Vb}{2 * 0.75 * (0.6 * F_{EXX} * 0.707 * Lp)} = 5.437 \text{ mm}$$

Diseño de tensor

Los tensores son puramente de acero con un diámetro de 32 mm. El análisis de un tensor se lo realizara a tensión.

Tensión

Resistencia a tensión fluencia

Área bruta

$$Ag = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} 3.2 \text{ cm}^2 = 8.042 \text{ cm}^2$$

$$\phi Pn_{ft} = \phi Fy Ag = 180.956 \text{ kN}$$

Resistencia a tensión rotura

Área efectiva

$$\phi_{fr} = 0.75$$

$$A_n = A_g$$

$$u = 0.9$$

$$A_e = A_g * u = 7.238$$

$$\phi P_{n_{fl}} = \phi F_u A_e = 217.09 \text{ kN}$$

Alargamiento

$$L = 10 \text{ m}$$

$$A_s = 819 \text{ mm}^2$$

$$\Delta = \frac{P_u * L}{A_s * E} = 4.115 \text{ mm}$$

Diseño de cimentación

A través de los datos obtenidos del informe geotécnico de la zona estudiada, se realiza el diseño de la cimentación donde se va a implantar la estructura en la cual se trata de una zapata aislada aplicando esfuerzos máximos de la combinación de carga 1.2D+E3+L que se muestra a continuación :

| Datos | | | | | | |
|-------|------|------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| d | b | Pu | qadm | f _c | f _y | γ _c |
| cm | cm | tonf | ton/m ² | kg/cm ² | kg/cm ² | tonf/m ³ |
| 26,4 | 25,6 | 15,5 | 22 | 250 | 4200 | 2,4 |

| Cortante último | Cortante resistente |
|-----------------|---------------------|
| ton | ton |
| 3,13 | 6,7 |

Cumple

| Carga actuante | Capacidad resistente de aplastamiento |
|----------------|---------------------------------------|
| ton | ton |
| 15,5 | 119 |

Cumple

Se toma un valor de profundidad de desplante mínimo correspondiente a 80cm.

Cálculo de pesos propio de la zapata aislada

$$PP = 1.3 * H * B^2 * \gamma_c$$

$$PP = 2.264 * 10^3 B^2$$

$$\frac{Pu + PP}{q_{adm}} < A$$

$$B = \sqrt{\frac{0.705}{0.887}} = 0.892$$

Se toma un valor aproximado de 1.5 metros

Propuesta de peralte efectivo

$$d = 40cm$$

Cortante último en la sección crítica

$$q_u = \frac{Pu}{B^2} = 7 \frac{ton}{m^2}$$

$$V_u = \frac{q_u(B^2 - (b + d)^2)}{4} = 3.13ton$$

Fuerza cortante resistente

$$F_R = 0.75$$

$$V_{CR} = 0.5 * F_R * \sqrt{f'_c} * b * d = 6.7ton$$

Esta afirmación cumple debido a que el valor de la fuerza cortante resistente es mayor que el cortante último de la sección crítica.

Estimación de la reacción del suelo

$$q_u = 7 \frac{ton}{m^2}$$

Longitud del brazo de palanca

$$L = \frac{(B - bc)}{2} = 0.622m$$

Cálculo del momento de empotramiento

$$Mu = qu * \left(\frac{L^2}{2}\right) = 1.331ton * m$$

Diseño por flexión

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{F_R * f'c * b * d^2}} = 0.015$$

$$M_R = F_R * f'c * b * d^2 * q * (1 - 0.5 * q) = 1.331(ton * m)$$

$$\rho = q * \left(\frac{f'c}{fy}\right) = 0.000914$$

$$As = \rho * \left(\frac{B}{2}\right) * d = 2.7cm^2$$

$$As_{req} = 1.33 * As = 3.647cm^2$$

Acero por cambios volumétricos

$$As_{temp} = 0.002 * \frac{B}{2} * d = 6cm^2$$

Se toma un acero de refuerzo de 4 varillas de ϕ 14mm

Revisión por aplastamiento

$$fa = F_R * 0.85 * f'c = 1.6 * 10^6 \frac{kg}{m^2}$$

$$Ac = (b * d) = 677.6cm^2$$

$$P_R = fa * Ac = 108004kg$$

Esta afirmación cumple debido a que el valor de la carga actuante del elemento es menor que la capacidad resistente de aplastamiento.

RESULTADOS

Los resultados se muestran tabulados para verificar la resistencia del perfil acorde al esfuerzo que siente para comprobar que la capacidad es mayor a la demanda de esfuerzo.

Vigas

El diseño de viga se realizó para 3 tipos de sistemas estructurales, el cual se detalla el nombre de la viga en la **Figura 25**, así como el sistema al que pertenece. Además, se identifica los esfuerzos máximos producidos por la combinación de carga crítica sobre el elemento.

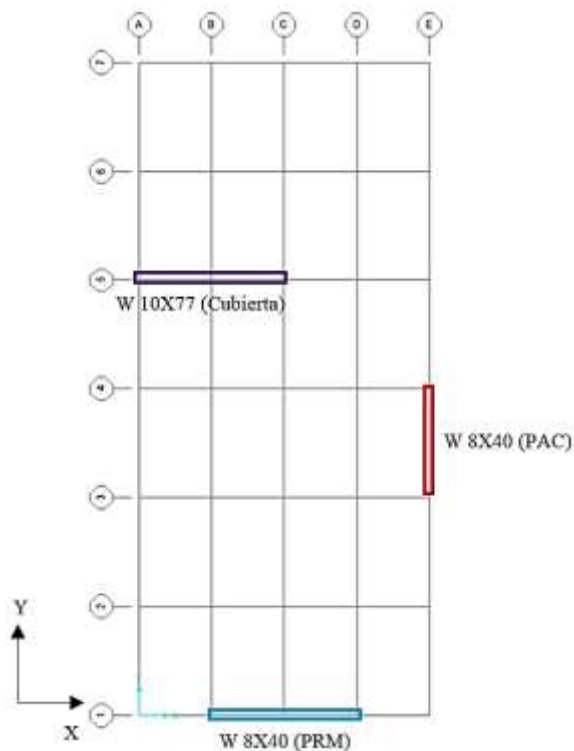


Figura 29 Vigas acorde al sistema estructural a) PRM, b) PAC, c) Viga Cubierta

En la anterior Figura se muestran señaladas las vigas evaluadas con su respectiva numeración en el modelo de SAP2000.

Tabla 34 Resultados demanda/capacidad de esfuerzos en los elementos viga

| Viga | Combinación de carga | Tipo de esfuerzo | Valor | Unidades | Sección de elemento | Valor de resistencia | Unidades | Estado |
|--------------|----------------------|------------------|--------|----------|---------------------|----------------------|----------|--------|
| 269 PRM | 1,2D+E2+L | Flexion Y | 5,11 | kN.m | W 8X40 | 116,21 | kN.m | CUMPLE |
| | 1,2D+E2+L | Flexion X | 29,533 | kN.m | | 528,56 | kN.m | CUMPLE |
| | 1,2D+E2+L | Cortante | 34,353 | kN | | 287,419 | kN | CUMPLE |
| 321 PAC | 1,2+W5+L | Cortante | 4,037 | kN | W 8X40 | 287,419 | kN | CUMPLE |
| | 1,2+W5+L | Flexion X | 3,85 | kN.m | | 494,93 | kN.m | CUMPLE |
| | 1,2D+E3+L | Flexion Y | 7,2207 | kN.m | | 206,17 | kN.m | CUMPLE |
| 174 Cubierta | 1,2D+E2+L | Cortante | 6,21 | kN | W 10X77 | 543,67 | kN | CUMPLE |
| | 1,2D+E2+L | Flexion X | 18,88 | kN.m | | 2429,93 | kN.m | CUMPLE |
| | 1,2D+E2+L | Flexion Y | 2,97 | kN.m | | 304,43 | kN.m | CUMPLE |

Columnas

Al igual que las vigas se analizó para 3 columnas de cada sistema estructural, mismos que se detallan. Cabe mencionar que el análisis se lo realizo para compresión axial, flexión en ambos sentidos X y Y, cortante y comprobando la interacción de flexo compresión.

Tabla 35 Resultados demanda/capacidad de esfuerzos en los elementos columna

| Columna | Combinación de carga | Tipo de esfuerzo | Valor | Unidades | Sección de elemento | Valor de resistencia | Unidades | Estado |
|--------------|----------------------|------------------|---------|----------|---------------------|----------------------|----------|--------|
| 39 PAC | 1,2D+E3+L | Axial Compresion | 139,95 | kN | W 10x68 | 1074,12 | kN | CUMPLE |
| | 1,2D+E3+L | Flexion Y | 2,32 | kN.m | | 2747,06 | kN.m | CUMPLE |
| | 1,2D+E2+L | Flexion X | 185,58 | kN.m | | 606,8 | kN.m | CUMPLE |
| | 1,2D+E2+L | Cortante | 29,845 | kN | | 473,032 | kN | CUMPLE |
| 43 PRM - PAC | 1,2D+E3+L | Axial Compresion | 104,14 | kN | W 10x68 | 1074,12 | kN | CUMPLE |
| | 1,2D+E2+L | Cortante | 13,248 | kN | | 473,032 | kN | CUMPLE |
| | 0,9D+E2 | Flexion X | 107,466 | kN.m | | 1417,79 | kN.m | CUMPLE |
| | 1,2D+E3+L | Flexion Y | 2,166 | kN.m | | 80,09 | kN.m | CUMPLE |
| 45 PRM | 1,2D+E3+L | Axial Compresion | 68,88 | kN | W 10x68 | 964,03 | kN | CUMPLE |
| | 1,2D+E3+L | Cortante | 18,179 | kN | | 473,032 | kN | CUMPLE |
| | 1,2D+E3+L | Flexion X | 24,07 | kN.m | | 743,61 | kN.m | CUMPLE |
| | 1,2D+E3+L | Flexion Y | 30,72 | kN.m | | 2278,44 | kN.m | CUMPLE |

Riostras

El análisis de los arriostramientos se trató por tensión a fluencia y rotura mismos que están conectados a una cartela en la unión viga-columna. En este caso el análisis es a compresión y tensión, teniendo en cuenta si se produce pandeo global.

Tabla 36 Resultados demanda/capacidad de esfuerzos en los elementos Arrostramientos

| Riostra | Combinación de carga | Tipo de esfuerzo | Valor | Unidades | Sección de elemento | Tipo de estado límite | Valor de resistencia | Unidades | Estado |
|---------|----------------------|------------------|--------|----------|---------------------|-----------------------|----------------------|----------|--------|
| 102 | 1,2D+E3+L | Compresion | 26,998 | kN | HSS (4X4X1/8) | Compresion | 40,343 | kN | CUMPLE |
| | | Tension | 31,699 | | | Fluencia | 256,935 | | CUMPLE |
| | | | | | | Rotura | 65,545 | | CUMPLE |
| 103 | 1,2D+E3+L | Compresion | 33,511 | kN | HSS (4X4X1/8) | Compresion | 40,343 | kN | CUMPLE |
| | | Tension | 26,228 | | | Fluencia | 256,935 | | CUMPLE |
| | | | | | | Rotura | 65,545 | | CUMPLE |

Tensor

Los tensores se analizaron para el esfuerzo más crítico que produzca tensión, ya que los tensores solo trabajan a tracción en las cubiertas y deben ser evaluados para dos estados limites, el primero de fluencia y el segundo de rotura.

Tabla 37 Resultados demanda/capacidad de esfuerzos en los elementos de tensor

| Tensor | Combinación de carga | Tipo de esfuerzo | Valor | Unidades | Sección de elemento | Tipo de estado limite | Valor de resistencia | Unidades | Estado | Alargamiento (mm) |
|--------|----------------------|------------------|--------|----------|---------------------|-----------------------|----------------------|----------|--------|-------------------|
| 366 | 1,2D+E3+L | Tension | 67,408 | kN | varilla 32mm | Fluencia | 180,956 | kN | CUMPLE | 4,115 |
| | 1,2D+E3+L | | | | | Rotura | 217,09 | | CUMPLE | |

CONCLUSIONES

En este proyecto se realizó el diseño de una nave industrial de estructura metálica, la cual se rige a los lineamientos del Metal Building Systems Manual. Los sistemas estructurales que se consideraron son los pórticos resistentes a momento y pórticos arriostrados concéntricos, los cuales permiten ver los distintos comportamientos de los elementos estructurales. Para realizar el modelo matemático de la estructura se usó el software SAP 2000, donde se consideró el material, la geometría de los elementos a diseñar y con esto se realizó una estimación de cargas actuantes en la superestructura; los resultados que arrojó el programa fueron usados para realizar el diseño de los elementos estructurales, así como también se observó, cual es el comportamiento más cercano a la realidad de la estructura, no obstante es importante mantener siempre un criterio ingenieril y con esto verificar si los datos obtenidos por el programa son cercanos a los datos calculados manualmente. Por lo tanto, en la sección de estimación de cargas y peso propio de la estructura, se realizó una comprobación manual y se compararon ambos resultados obteniendo un error porcentual máximo de 2.74%.

Las naves industriales se caracterizan por tener mayor carga ocasionada por el viento, en comparación a estructuras convencionales como edificios, esto es debido a que este tipo de estructura permite el ingreso del viento en dirección barlovento y sotavento, lo que provoca que existan mayores derivas de piso debido a las combinaciones de carga otorgadas por la NEC-15, las cuales también toman en cuenta los efectos de cargas sísmicas debido a que Ecuador es un país que se encuentra en una zona altamente sísmica. Al realizar el diseño de los elementos, se tomó en cuenta un criterio de diseño por capacidad, debido a que se requiere que el pórtico arriostrado concéntrico longitudinal falle en las zonas arriostradas, mientras que en el pórtico resistente a momento transversal se esperó que se generen rótulas plásticas en la sección reducida de la viga.

Finalmente, se comprobó que las secciones establecidas para cada elemento estructural cumplen con las especificaciones otorgadas por las normas internacionales, AISC y nacional, NEC-15 donde limitan comportamientos de resistencia ante cargas externas y el peso propio de la estructura. Cabe mencionar que las secciones usadas para la nave industrial cumplen con los requerimientos mínimos a compresión, flexión, tensión y cortante para que la superestructura tenga un correcto comportamiento de estabilidad para garantizar la seguridad humana y material.

BIBLIOGRAFÍA

- ANSI, A. (2005). *AISC 358-05 prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications*. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago.
- ANSI, A. (2016). *AISC 360-16-specification for structural steel buildings*. Chicago: AISC.
- ASCE 7-16 . (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA : ASCE.
- Bachman, et al. (2004). *Seismic Design Guide for Metal Building Systems*. Cleveland, OH 44115-2851.
- C . S . I. (2005). *Structural analysis program*. Berkeley, California.
- NEC-15. (2015). *Cargas No-Sismicas*. Quito-Ecuador: MIDUVI.
- Newman, A. (2004). *Metal Building Systems Manual: desing and specifications* . McGraw-Hill Eduaction.
- Norma Ecuatoriana de la Construcccion . (2015). *Peligro Sismico Diseño Sismo Resistente NEC_SE_DS*. Quito-Ecuador: MIDUVI.

ANEXOS

Anexo A Cálculo de pesos de los elementos estructurales.

| Elemento | Sección | Á (m ²) | L (m) | V (m ³) | Cantidad | Peso (kN) | Total (kN) | Total (tonf) |
|----------|--------------------|---------------------|-------|---------------------|----------|-----------|------------|--------------|
| Vigas | W10X54 | 0,01019 | 8,0 | 0,0815 | 14 | 89,05 | 170,75 | 17,08 |
| | W10X77 | 0,01458 | 9,0 | 0,1312 | 2 | 20,47 | | |
| | 1* | 0,00755 | 6,0 | 0,0453 | 12 | 42,39 | | |
| | | | 4,0 | 0,0302 | 4 | 9,42 | | |
| | | | 8,0 | 0,0604 | 2 | 9,42 | | |
| Columnas | W10X68 | 0,01290 | 9,5 | 0,1226 | 4 | 38,25 | 165,06 | 16,5 |
| | | | 9,0 | 0,1161 | 14 | 126,81 | | |
| Correas | HSS3X3X3/8 | 0,00219 | 6,0 | 0,0131 | 72 | 73,70 | 91,02 | 9,1 |
| | HSS4X4X3/8 | 0,00308 | 6,0 | 0,0185 | 12 | 17,32 | | |
| Riostras | HSS4X4X1/4 | 0,00217 | 7,5 | 0,0163 | 32 | 40,70 | 44,63 | 4,5 |
| | HSS4X2X1/8 | 0,00084 | 7,5 | 0,0063 | 8 | 3,93 | | |
| Tensores | Φ32mm | 0,00080 | 10 | 0,0080 | 16 | 10,04 | 10,04 | 1,0 |
| Cercha | HSS5X5X3/8 | 0,00399 | 0,26 | 0,0010 | 4 | 0,32 | 10,70 | 1,1 |
| | | | 1,93 | 0,0077 | 4 | 2,40 | | |
| | | | 1,16 | 0,0046 | 4 | 1,44 | | |
| | | | 0,63 | 0,0025 | 4 | 0,78 | | |
| | | | 1,61 | 0,0064 | 4 | 2,00 | | |
| | | | 0,82 | 0,0033 | 4 | 1,02 | | |
| | | | 1,69 | 0,0067 | 4 | 2,10 | | |
| | | | 1 | 0,0040 | 2 | 0,62 | | |
| Cubierta | Teja Termoacústica | 54 | 0,2 | 10,8 | 12 | 6,03 | 6,03 | 0,60 |

Anexo B Categoría de riesgo de estructura para carga de viento. Fuente: ASCE 7-16.

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

| Use or Occupancy of Buildings and Structures | Risk Category |
|--|---------------|
| Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure | I |
| All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV | II |
| Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life | III |

Anexo C Velocidad de presión (qn). Fuente: Metal building manual.

(c) Exposure D

| Mean or Eave Roof Height, h (ft) | Basic Wind Speed, V (mph) | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 | 170 | 180 | 190 | 200 |
| 0-15 | 22.4 | 27.1 | 32.3 | 37.9 | 43.9 | 50.4 | 57.4 | 64.8 | 72.6 | 80.9 | 89.7 |
| 20 | 23.6 | 28.5 | 33.9 | 39.8 | 46.2 | 53.0 | 60.3 | 68.1 | 76.4 | 85.1 | 94.3 |
| 25 | 24.5 | 29.6 | 35.3 | 41.4 | 48.0 | 55.1 | 62.7 | 70.8 | 79.4 | 88.4 | 98.0 |
| 30 | 25.3 | 30.6 | 36.4 | 42.7 | 49.6 | 56.9 | 64.7 | 73.1 | 81.9 | 91.3 | 101.2 |
| 35 | 26.0 | 31.4 | 37.4 | 43.9 | 50.9 | 58.4 | 66.5 | 75.1 | 84.2 | 93.8 | 103.9 |
| 40 | 26.6 | 32.2 | 38.3 | 44.9 | 52.1 | 59.8 | 68.1 | 76.8 | 86.1 | 96.0 | 106.3 |
| 45 | 27.1 | 32.8 | 39.1 | 45.9 | 53.2 | 61.1 | 69.5 | 78.4 | 87.9 | 98.0 | 108.6 |
| 50 | 27.6 | 33.4 | 39.8 | 46.7 | 54.2 | 62.2 | 70.8 | 79.9 | 89.6 | 99.8 | 110.6 |
| 55 | 28.1 | 34.0 | 40.5 | 47.5 | 55.1 | 63.2 | 71.9 | 81.2 | 91.0 | 101.4 | 112.4 |
| 60 | 28.5 | 34.5 | 41.1 | 48.2 | 55.9 | 64.2 | 73.0 | 82.5 | 92.4 | 103.0 | 114.1 |

Anexo D Factor de direccionalidad de viento K_d .

Fuente: ASCE 7-16

Table 26.6-1 Wind Directionality Factor, K_d

| Structure Type | Directionality Factor K_d |
|--|-----------------------------|
| Buildings | |
| Main Wind Force Resisting System | 0.85 |
| Components and Cladding | 0.85 |
| Arched Roofs | 0.85 |
| Circular Domes | 1.0 ^a |
| Chimneys, Tanks, and Similar Structures | |
| Square | 0.90 |
| Hexagonal | 0.95 |
| Octagonal | 1.0 ^a |
| Round | 1.0 ^a |
| Solid Freestanding Walls, Roof Top Equipment, and Solid Freestanding and Attached Signs | 0.85 |
| Open Signs and Single-Plane Open Frames | 0.85 |
| Trussed Towers | |
| Triangular, square, or rectangular | 0.85 |
| All other cross sections | 0.95 |

^aDirectionality factor $K_d=0.95$ shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

Anexo E Factor de elevación del suelo K_e .

Fuente:ASCE 7-16

Table 26.9-1 Ground Elevation Factor, K_e

| Ground Elevation above Sea Level | | Ground Elevation Factor K_e |
|----------------------------------|--------|-------------------------------|
| ft | m | |
| <0 | <0 | See note 2 |
| 0 | 0 | 1.00 |
| 1,000 | 305 | 0.96 |
| 2,000 | 610 | 0.93 |
| 3,000 | 914 | 0.90 |
| 4,000 | 1,219 | 0.86 |
| 5,000 | 1,524 | 0.83 |
| 6,000 | 1,829 | 0.80 |
| >6,000 | >1,829 | See note 2 |

Anexo F Coeficiente de exposición de velocidad de presión Kz.

Fuente: ASCE 7-16

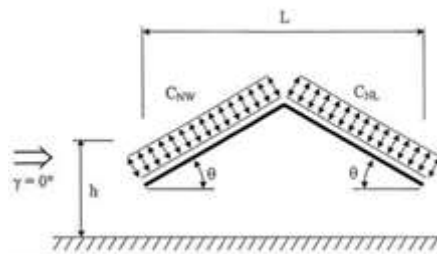
**Table 26.10-1 Velocity Pressure Exposure Coefficients,
K_d and K_z**

| Height above Ground Level, z | | Exposure | | |
|------------------------------|-------|--------------------------|------|------|
| ft | m | B | C | D |
| 0-15 | 0-4.6 | 0.57 (0.70) ^a | 0.85 | 1.03 |
| 20 | 6.1 | 0.62 (0.70) ^a | 0.90 | 1.08 |
| 25 | 7.6 | 0.66 (0.70) ^a | 0.94 | 1.12 |
| 30 | 9.1 | 0.70 | 0.98 | 1.16 |
| 40 | 12.2 | 0.76 | 1.04 | 1.22 |
| 50 | 15.2 | 0.81 | 1.09 | 1.27 |
| 60 | 18.0 | 0.85 | 1.13 | 1.31 |
| 70 | 21.3 | 0.89 | 1.17 | 1.34 |
| 80 | 24.4 | 0.93 | 1.21 | 1.38 |
| 90 | 27.4 | 0.96 | 1.24 | 1.40 |
| 100 | 30.5 | 0.99 | 1.26 | 1.43 |
| 120 | 36.6 | 1.04 | 1.31 | 1.48 |
| 140 | 42.7 | 1.09 | 1.36 | 1.52 |
| 160 | 48.8 | 1.13 | 1.39 | 1.55 |
| 180 | 54.9 | 1.17 | 1.43 | 1.58 |
| 200 | 61.0 | 1.20 | 1.46 | 1.61 |
| 250 | 76.2 | 1.28 | 1.53 | 1.68 |
| 300 | 91.4 | 1.35 | 1.59 | 1.73 |
| 350 | 106.7 | 1.41 | 1.64 | 1.78 |
| 400 | 121.9 | 1.47 | 1.69 | 1.82 |
| 450 | 137.2 | 1.52 | 1.73 | 1.86 |
| 500 | 152.4 | 1.56 | 1.77 | 1.89 |

^aUse 0.70 in Chapter 28, Exposure B, when z < 30 ft (9.1 m).
Notes

Anexo G Diagrama de fuerza principal del viento.

Fuente: ASCE 7-16

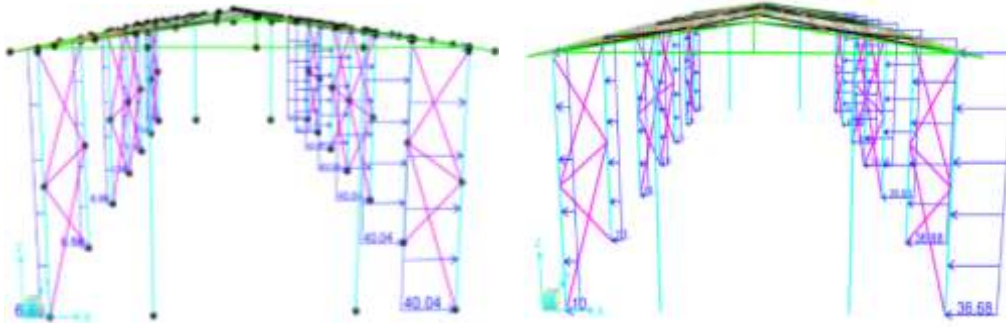


Anexo H Coeficiente de presión neta transversal Cn.

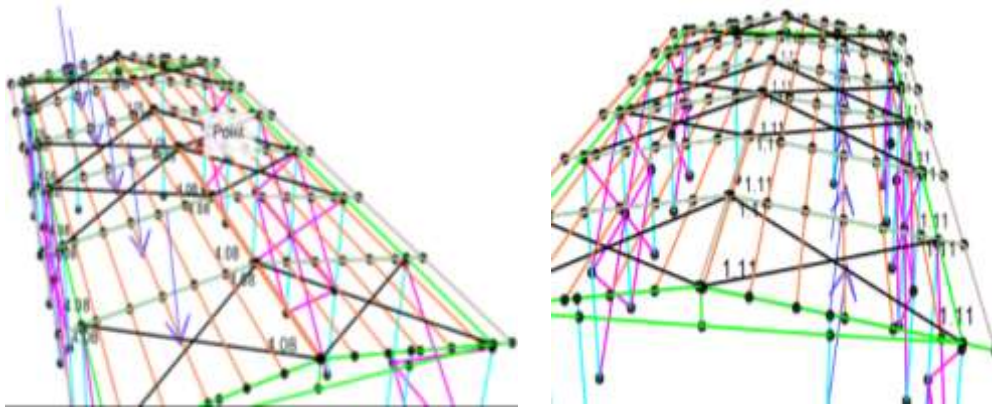
Fuente ASCE 7-16

| Ángulo de cubierta, θ | Caso de carga | Dirección del viento γ = 0°, 180° | | | |
|-----------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | Llano | | Dielatao | |
| | | C _{wp} | C _{ns} | C _{wp} | C _{ns} |
| 7.5° | A | 1.1 | -0.3 | -1.0 | -1.0 |
| | B | 0.2 | -1.2 | -0.9 | -1.7 |
| 15° | A | 1.1 | -0.4 | -1.2 | -1.0 |
| | B | 0.1 | -1.1 | -0.6 | -1.6 |
| 22.5° | A | 1.1 | 0.1 | -1.2 | -1.2 |
| | B | -0.1 | -0.8 | -0.8 | -1.7 |
| 30° | A | 1.1 | 0.3 | -0.7 | -0.7 |
| | B | -0.1 | -0.9 | -0.2 | -1.1 |
| 37.5° | A | 1.1 | 0.6 | -0.6 | -0.8 |
| | B | -0.2 | -0.6 | -0.3 | -0.9 |
| 45° | A | 1.1 | 0.8 | -0.5 | -0.5 |
| | B | -0.1 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |

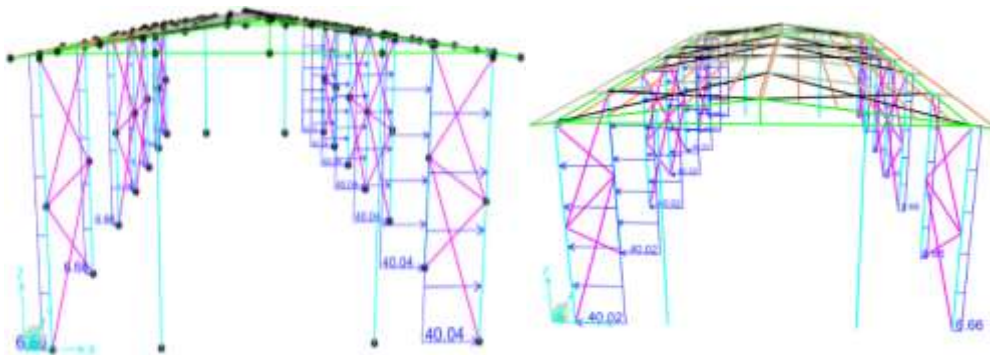
Anexo I Cargas de Barlovento y Sotavento sobre columnas sentido X positivo y negativo. Caso A



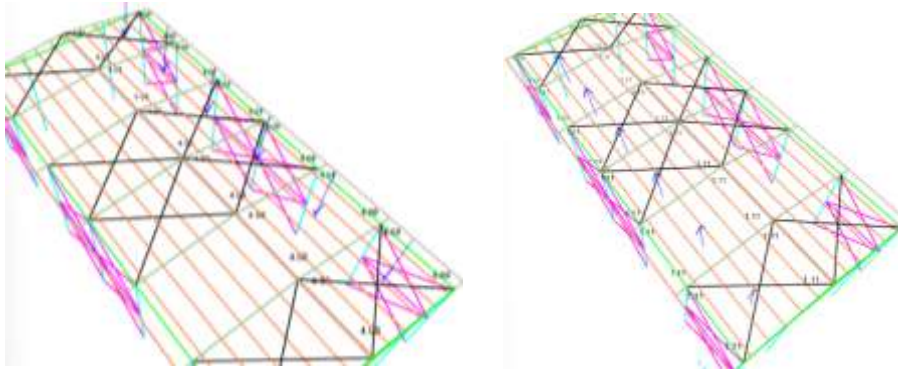
Anexo J Cargas de Barlovento y Sotavento sobre cubierta sentido X positivo y negativo. Caso A



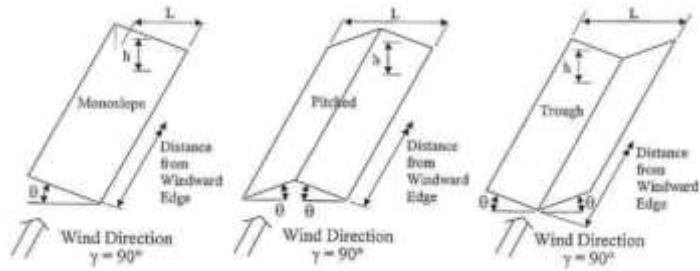
Anexo K Cargas de Barlovento y Sotavento sobre columnas sentido X positivo y negativo. Caso B.



Anexo L Cargas de Barlovento y Sotavento sobre cubierta sentido X positivo y negativo. Caso B.



Anexo M Diagrama de dirección de viento longitudinal

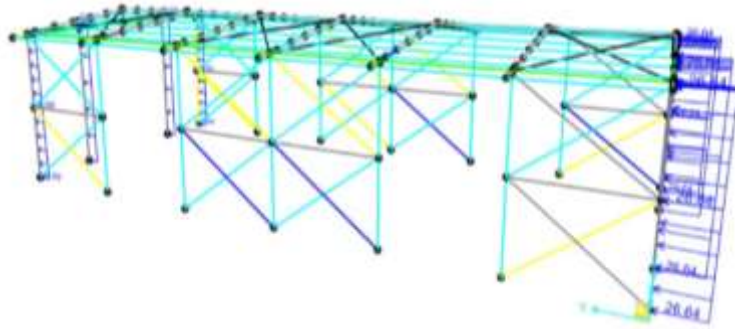


Anexo N Coeficientes de presión neta longitudinal C_N

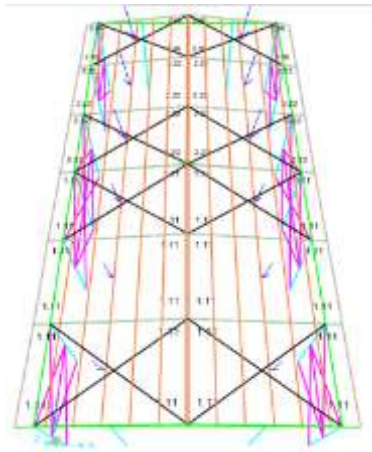
Net Pressure Coefficient, C_N

| Horizontal Distance from Windward Edge | Roof Angle θ | Load Case | Clear Wind Flow C_N | Obstructed Wind Flow C_N |
|--|-----------------------------------|-----------|-----------------------|----------------------------|
| $<h$ | All shapes $\theta < 45^\circ$ | A | -0.8 | -1.2 |
| | | B | 0.8 | 0.5 |
| $>h, <2h$ | All shapes $\theta < 45^\circ$ | A | -0.6 | -0.9 |
| | | B | 0.5 | 0.5 |
| $>2h$ | All shapes $\theta < 45^\circ$ | A | -0.3 | -0.6 |
| | | B | 0.3 | 0.3 |

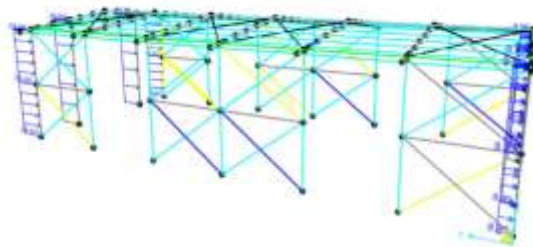
Anexo O Cargas de viento en columnas sentido Y positivo y negativo. Caso A.



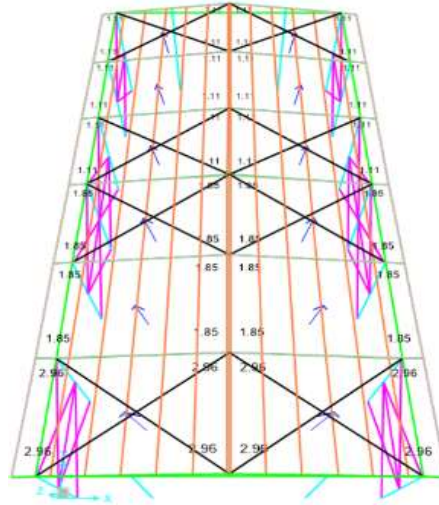
Anexo P Cargas de viento en cubierta sentido Y positivo y negativo. Caso A



Anexo Q Cargas de viento en columnas sentido Y positivo y negativo. Caso B



Anexo R Cargas de viento en cubierta sentido Y positivo y negativo. Caso B



Anexo S Estudio geológico de suelo tipo C.

| PROF. (m) | MUESTREO | | | | W % | GRANULOMETRÍA | | | LÍMITES | | SUCS | NEC | PERFIL | DESCRIPCIÓN |
|--------------|-----------|-------|----|------------|--------|---------------|-----|----|---------|----|------|-------|--------|---|
| | tipo y No | N SPT | No | prof. (cm) | | % pasa | LL | IP | | | | | | |
| 1.0 | P 1 | 1.0 | 52 | 16 | 30 | 23 | 100 | 80 | 54 | 38 | 24 | CL | C | Arcilla limosa color café oscuro presencia de raíces, húmeda Arcilla limosa color café oscuro presencia de raíces, húmeda Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pomez Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pomez Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pomez Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pomez Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pomez |
| 2.0 | P 1 | 2.0 | 56 | 32 | 30 | | | | | | | CL | C | |
| 3.0 | P 1 | 3.0 | 50 | 34 | 30 | | | | | | | ML-CL | C | |
| 4.0 | P 1 | 4.0 | 59 | 35 | 30 | | | | | | | ML-CL | C | |
| 5.0 | P 1 | 5.0 | 50 | 38 | 30 | | | | | | | ML-CL | C | |
| 6.0 | P 1 | 6.0 | 56 | 32 | 30 | 30 | 100 | 78 | 52 | 19 | 4 | ML-CL | C | |
| 7.0 | P 1 | 7.0 | 50 | 29 | 30 | | | | | | | ML-CL | C | |

Anexo T Factor de reducción sísmica R.

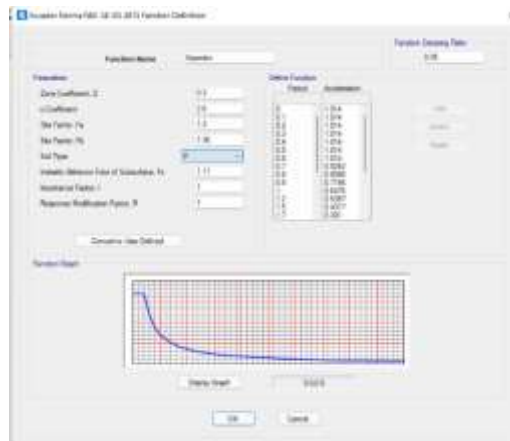
| Tipo de estructura diferente a edificaciones | Requisitos de detallado | R ₀ | Ω ₀ | Máxima altura permitida h ₀ (m) para cada zona de amenaza sísmica | | |
|--|-------------------------------------|----------------|----------------|--|------------|------------|
| | | | | Alta | Intermedia | Baja |
| b. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DM) | Capítulo F.3 del Título F de NSR-10 | 3.0 | 2.0 | 11 m | Sin límite | Sin límite |
| i. Permitiendo un aumento en la altura máxima | Capítulo F.3 del Título F de NSR-10 | 2.0 | 2.0 | 50 m | Sin límite | Sin límite |
| ii. Sin límite en la altura máxima | Capítulo F.2 del Título F de NSR-10 | 1.5 | 1.0 | Sin límite | Sin límite | Sin límite |

Anexo U Valores de los parámetros de C_t y α para el cálculo del periodo aproximado

Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a

| Sistema estructural de resistencia sísmica | C_t | α |
|---|-----------------------------|----------|
| Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas. | 0.047 | 0.9 |
| Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas. | 0.072 | 0.8 |
| Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo. | 0.073 | 0.75 |
| Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería | 0.049 | 0.75 |
| Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4. | $\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$ | 1.00 |







Anexo V Espectro sísmico de diseño según NEC-15



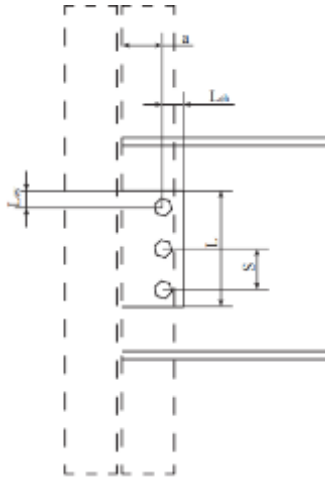
Anexo W Tabla de masa participativa en cada modo de vibración

| TABLA: Relación de masa modal participativa | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------|----------|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|--|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ | SumRX | SumRY | SumRZ | |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | |
| MODAL | Mode | 1 | 0,97 | 0,86 | 0,00 | 0,00 | 86,1% | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,03 | 0,03 | 0,00 | 0,03 | 0,03 | |
| MODAL | Mode | 2 | 0,66 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 86,3% | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,51 | 0,00 | 0,03 | 0,54 | |
| MODAL | Mode | 3 | 0,54 | 0,11 | 0,00 | 0,00 | 97,3% | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,16 | 0,00 | 0,03 | 0,69 | |
| MODAL | Mode | 4 | 0,27 | 0,00 | 0,00 | 0,19 | 97,3% | 0,00 | 0,19 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,03 | 0,69 | |
| MODAL | Mode | 5 | 0,21 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 97,3% | 0,00 | 0,19 | 0,09 | 0,00 | 0,00 | 0,09 | 0,03 | 0,69 | |
| MODAL | Mode | 6 | 0,19 | 0,00 | 0,23 | 0,00 | 97,3% | 0,24 | 0,19 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,09 | 0,03 | 0,69 | |
| MODAL | Mode | 7 | 0,18 | 0,00 | 0,00 | 0,03 | 97,3% | 0,24 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,09 | 0,03 | 0,69 | |
| MODAL | Mode | 8 | 0,18 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 97,3% | 0,24 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,05 | 0,09 | 0,03 | 0,74 | |
| MODAL | Mode | 9 | 0,17 | 0,00 | 0,27 | 0,00 | 97,3% | 0,51 | 0,22 | 0,02 | 0,00 | 0,00 | 0,11 | 0,03 | 0,74 | |
| MODAL | Mode | 10 | 0,14 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 97,3% | 0,51 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,11 | 0,03 | 0,74 | |
| MODAL | Mode | 11 | 0,12 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 97,6% | 0,51 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,11 | 0,04 | 0,74 | |
| MODAL | Mode | 12 | 0,11 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 97,6% | 0,51 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,11 | 0,04 | 0,74 | |
| MODAL | Mode | 13 | 0,11 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 97,7% | 0,51 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,03 | 0,11 | 0,04 | 0,77 | |
| MODAL | Mode | 14 | 0,11 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 97,7% | 0,51 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,11 | 0,04 | 0,77 | |
| MODAL | Mode | 15 | 0,11 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 98,3% | 0,51 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,11 | 0,04 | 0,77 | |
| MODAL | Mode | 16 | 0,10 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 99,0% | 0,51 | 0,22 | 0,00 | 0,00 | 0,01 | 0,11 | 0,04 | 0,78 | |

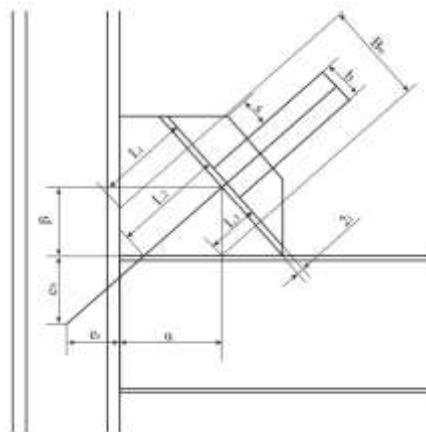
Anexo X Forma de pandeo y factor K.

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|--|---|
| La forma de pandeo se indica en línea de puntos | (a) | (b) | (c) | (d) | (e) | (f) |
| |  |  |  |  |  |  |
| Valores teóricos de K | 0,5 | 0,7 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 |

Anexo Y Conexión viga-columna.



Anexo Z Conexión viga-columna-riostra.



Anexo AA Informe geotécnico de suelo

| PROF. (m) | MUESTREO | | | | | W % | GRANULOMETRÍA | | | LÍMITES | | SUCS | NEC | PERFIL | DESCRIPCIÓN |
|--------------|--------------|----------|-----------------|---------------|----|--------|---------------|----|-----|---------|------|-------|-----|--------|--|
| | tipo y No | N SPT | N ₆₀ | prof. (cm) | | | % pasa 4 | 40 | 200 | L.L. | I.P. | | | | |
| 1.0 | P 1 | 1.0 | 52 | 16 | 30 | 23 | 100 | 80 | 54 | 38 | 24 | CL | C | | Arcilla limosa color café oscuro presencia de raíces, húmeda |
| 2.0 | P 1 | 2.0 | 56 | 32 | 30 | | | | | | | CL | C | | Arcilla limosa color café oscuro presencia de raíces, húmeda |
| 3.0 | P 1 | 3.0 | 50 | 34 | 30 | | | | | | | ML-CL | C | | Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos |
| 4.0 | P 1 | 4.0 | 59 | 35 | 30 | | | | | | | ML-CL | C | | Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pómez |
| 5.0 | P 1 | 5.0 | 50 | 38 | 30 | | | | | | | ML-CL | C | | Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pómez |
| 6.0 | P 1 | 6.0 | 56 | 32 | 30 | 30 | 100 | 78 | 52 | 19 | 4 | ML-CL | C | | Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pómez |
| 7.0 | P 1 | 7.0 | 50 | 29 | 30 | | | | | | | ML-CL | C | | Limos arenosos y arcillosos de color café claros húmedos, pómez |

Anexo BB Calculos de presion transversal

CASO A

Barlovento:

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (1.1) = 4.08(N/m^2)$$

Sotavento:

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (-0.3) = -1.11(N/m^2)$$

Anexo CC Calculo de presión transversal.

CASO B

Barlovento:

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (0.2) = 0.74(N/m^2)$$

Sotavento:

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (-1.2) = -4.44(N/m^2)$$

Anexo DD Cálculos de valores de presión longitudinal Caso A.

CASO A

$$x < h \quad C_N = -0.8$$

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (-0.8) = \mathbf{2.96(N/m^2)}$$

$$h < x < 2h \quad C_N = -0.6$$

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (-0.6) = \mathbf{2.22(N/m^2)}$$

$$x > 2h \quad C_N = -0.3$$

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (-0.3) = \mathbf{1.11(N/m^2)}$$

Anexo EE Cálculos de valores de presión longitudinal Caso B

CASO B

$$x < h \quad C_N = 0.8$$

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (0.8) = \mathbf{2.96(N/m^2)}$$

$$h < x < 2h \quad C_N = 0.5$$

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (0.5) = \mathbf{1.85(N/m^2)}$$

$$x > 2h \quad C_N = 0.3$$

$$p = 4.36(N/m^2) * 0.85 * (0.3) = \mathbf{1.11(N/m^2)}$$

Anexo FF Cálculo de la carga viva por áreas aferentes.

Cálculo de carga viva

Área tributaria tomada con ancho colaborante de cada una de las correas:

Para correas internas

$$L = \frac{0.7kN}{m^2} * 1.5m = \frac{1.05kN}{m}$$

Para correas exteriores y del cubrero

$$L = \frac{0.7kN}{m^2} * 0.75m = \frac{0.525kN}{m}$$

$$\text{Ala limite } \lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.84 \quad \text{Ala perfil } \lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 6.558$$

$$\text{Alma limite } \lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.14 \quad \text{Alma perfil } \lambda_w = \frac{h}{t_w} = 18.851$$

$$\text{Alma limite } \lambda_{pw} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y} (2.93 - Ca)} = 37.087$$

$$Ca = \frac{Pu}{\phi * fy * Ag} = 0.03$$

$$\text{Ala } \lambda_f < \lambda_{rf} = \text{COMPACTO}$$

$$\text{Alma } \lambda_w < \lambda_{rw} = \text{COMPACTO}$$

$$\text{Alma } \lambda_w < \lambda_{pw} = \text{COMPACTO}$$

Anexo GG Chequeo de pandeo local

$$\text{Sentido eje x) } \frac{KL}{rx} = 79.804 < 200$$

$$\text{Sentido eje y) } \frac{KL}{ry} = 136.807 < 200$$

Anexo HH Cálculo de longitud efectiva de columna

$$\frac{KL}{r} > 0 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Fcr_i = 0.658 \frac{F_y}{F_e} F_y = 92.695 \text{ MPa} \quad Fcr_e = 0.877 F_e = 92.494 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de pandeo elástico

$$1) F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{ry}\right)^2} = 105.466 \text{ MPa}$$

$$2) F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2} = 309.94 \text{ MPa}$$

Carga axial resistente a compresión

$$\phi P_n = \phi Fcr_e Ag = 1074.12 \text{ kN}$$

$$P_u < \phi P_n \text{ CUMPLE}$$

Anexo II Cálculo de resistencia a compresión de columna

Clasificación de sección, relación ancho espesor

$$\begin{array}{lll} \text{Ala limite } \lambda_{rf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & \text{Ala perfil } \lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \\ \text{Alma limite } \lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} & \text{Alma perfil } \lambda_w = \frac{h}{t_w} \end{array}$$

$$\text{Ala } \lambda_f < \lambda_{pf} = \text{COMPACTO}$$

$$\text{Alma } \lambda_w < \lambda_{pw} = \text{COMPACTO}$$

Anexo JJ Relación de ancho/espesor para columna diseño flexión.

$$L_{px} = 9 \text{ m}$$

$$L_{bx} = 1.76 r_x \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_{rx} = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J c} \right)^2}}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

El elemento contiene un PLT inelástico.

$$L_{py} = 9 \text{ m}$$

$$L_{by} = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_{ry} = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J c}{S_y h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_y h_o}{E J c} \right)^2}}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

El elemento contiene un PLT inelástico.

Anexo KK Determinación de pandeo lateral

$$M_{px} = F_y Z_x = 314.51 \text{ (kN - m)}$$

$$M_{py} = F_y Z_y = 147.85 \text{ (kN - m)}$$

$$M_{rx} = 0.7 F_y S_x = 217.088 \text{ (kN - m)}$$

$$M_{ry} = 0.7 F_y S_y = 75.708 \text{ (kN - m)}$$

Anexo LL Cálculo de momentos plásticos y primera fluencia de columna

$$M_{nx} = C b_x \left[M_{px} - (M_{px} - M_{rx}) \left(\frac{L_{bx} - L_{px}}{L_{rx} - L_{px}} \right) \right] \leq M_{px}$$

$$M_{ny} = C b_y \left[M_{py} - (M_{py} - M_{ry}) \left(\frac{L_{by} - L_{py}}{L_{ry} - L_{py}} \right) \right] \leq M_{py}$$

$$C b_x = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$$C b_y = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$$\phi M_{nx} = 606.8 (kN - m)$$

$$\phi M_{ny} = 2678.93 (kN - m)$$

$$1) M_{ux} < \phi M_{nx} \quad \text{CUMPLE}$$

$$2) M_{uy} < \phi M_{ny} \quad \text{CUMPLE}$$

Anexo MM Cálculo de momento nominal de columna

Numero de pernos

$$n_p = \frac{V_U}{F n_v A_p}$$

$$2 < n_p < 12 \text{ (Cumple)}$$

$$n_{pmin} = 2$$

Mínimo número de pernos a usar son 3.

Dimensiones geométricas de placa

$$L_{eh} = 3 \text{ cm} \text{ (distancia horizontal del centroide del perno al extremo de la placa.)}$$

$$L_{ev} = 3 \text{ cm} \text{ (distancia vertical del centroide del perno al extremo de la placa.)}$$

$$a = 8 \text{ cm} \text{ (distancia horizontal del centroide del perno a la soldadura de la viga.)}$$

$$S = 3 \text{ cm} \text{ (Separación entre centroides de perforaciones.)}$$

$$Tole = 3.2 \text{ mm} \text{ (tolerancia de perforaciones)}$$

$$L = 3(n - 1) + 2L_{ev} = 12 \text{ cm} \text{ (Longitud de placa)}$$

$$t_p = 1.5 \text{ cm} \text{ (espesor de placa)}$$

$$\left(\frac{d_p + tole}{2} \right) - 1.6 \text{ mm} = 9.525 \text{ mm} \text{ (espesor limite de placa)}$$

$$(2 t_p) = 8 \text{ mm} \text{ (diametro del perno)}$$

$$L_{eh} < 2d_p \text{ (Cumple)}$$

$$d_p < 1 \text{ in} \text{ (Cumple)}$$

$$a < 7/2 \text{ in} \text{ (Cumple)}$$

$$L < T/2 \text{ (Cumple)}$$

$$\left(\frac{d_p + tole}{2} \right) - 1.6 \text{ mm} > t_p \text{ (Cumple)}$$

$$(2 t_p) < d_p \text{ (Cumple)}$$

Anexo NN Limitaciones geometricas para placa de conexión

$$\phi_f = 1$$

$$\phi R n_f = \phi_f 0.6 F_u (d - 2t_f) t_w = 246.622 \text{ kN}$$

$$\phi_r = 0.75$$

$$\phi R n_r = \phi_r 0.6 F_u [(d - 2t_f) t_w - 3(d_p + t_{ole}) t_w] = 188.165 \text{ kN}$$

Anexo OO Cálculo de resistencia a fluencia y rotura de la placa

Desgarramiento por bloque en viga

Área neta tensión de bloque cortante

$$A_{gv} = \left[L_{eh} - \left(\frac{d_p + t_{ole}}{2} \right) \right] = 1.726 \text{ cm}^2$$

Área global a cortante bloque cortante

$$A_{nt} = [L - 3(d_p + t_{ole})] t_w = 4.869 \text{ cm}^2$$

Resistencia a desgarramiento bloque cortante

$$\phi R n_b = \phi_r (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{gv}) = 165.315 \text{ kN}$$

Desgarramiento del perno en el alma de la viga

$$\phi R n_d = \phi_r 1.2 F_y L_c t_w = 38.556 \text{ kN}$$

Aplastamiento del perno en el alma de la viga

$$\phi R n_a = \phi_r 2.4 F_u d_p t_w = 125.386 \text{ kN}$$

Anexo PP Cálculo de resistencias por bloque, perno de la viga

Desgarramiento de placa

$$\Phi r n_p = \Phi_r 1.2 F_u L_c t_p = 101.898 \text{ kN}$$

Aplastamiento de placa

$$\Phi r n_a = \Phi_r 2.4 F_u d_p t_p = 205.686 \text{ kN}$$

Resistencia de perno a corte

$$\Phi r n_{per} = \Phi_r F_{nv} A_p = 79.521 \text{ kN}$$

Resistencia de pernos en conjunto

$$e = \frac{a + L_{eh}}{2} = 0.055 \text{ m}$$

$$\Phi R n_e = \sqrt{\frac{\Phi r n_p^2}{\left[\frac{6e}{2(2+1)S}\right]^2 + \left[\frac{1}{2}\right]^2}} = 53.623 \text{ kN}$$

Resistencia por fluencia en placa

$$\Phi R n_{pla} = \Phi_f 0.6 F_y L t_p = 268.068 \text{ kN}$$

Resistencia por rotura en placa

$$\Phi R n_{pr} = \Phi_f 0.6 F_u (L_p t_p) - (3(d_p + tole)t_p) = 143.738 \text{ kN}$$

Área neta tensión de bloque cortante

$$A_{nt} = \left[L_{eh} - \left(\frac{d_p + tole}{2} \right) \right] t_p = 2.831 \text{ cm}^2$$

Área global a cortante bloque cortante

$$A_{gv} = [L_{ev} + (n - 1) S] t_p = 9 \text{ cm}^2$$

Área neta a cortante bloque cortante

$$A_{nv_p} = A_{gv_p} - (2 - 0.5)(d_p + tole)t_p = 3.994 \text{ cm}^2$$

Resistencia a desgarramiento bloque cortante

$$\Phi R n_b = \Phi_r (F_u A_{nt_p} + 0.6 F_y A_{gv_p}) = 185.441 \text{ kN}$$

Anexo QQ Calculo de resistencias por bloque, desgarramiento de la placa.

$$C_{esperada} = 1.14 F_{cr} A_g = 76.579 \text{ kN}$$

$$P_{n_{esperada}} > P_u \text{ CUMPLE}$$

Carga axial residual esperada a compresión

$$C_{residual} = 1.14 F_{cr} A_g = 20.152 \text{ kN}$$

Carga axial residual esperada a tensión

$$T_{esperada} = R_y F_y A_g = 428.705 \text{ kN}$$

Anexo RR Cálculo de resistencia a compresión y tensión de la riostra

Área Neta

$$A_n = A_g - (2 * (t_{platinasenc\ hape} + 0.16) * t_{riostra}) = 20.049 \text{ cm}^2$$

Factor de rezago por cortante

$$u = 0.9$$

Área Efectiva

$$A_e = A_n * u = 18.044 \text{ cm}^2$$

Área de las platinas de enchape requerida

$$A_r = \frac{A_g - A_e}{2} = 1.849 \text{ cm}^2$$

Dimensión y área de platina de enchape

$$\text{Platina} = 50 \times 4 \text{ mm}$$

$$A_{platina} = 2 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo a tensión ultima de la soldadura

$$T_{pu} = A_r * F_u = 73.951 \text{ kN}$$

Anexo SS Cálculo de resistencia ultima a tensión de la soldadura en plantina de riostra

Fueras transferidas a la viga y columna

$$r = \sqrt{(\alpha + ec)^2 + (\beta + eb)^2} = 49.174 \text{ cm}$$

Cortante vertical cartela cara columna

$$V_c = \frac{\beta}{r} T = 2.501 \text{ kN}$$

Cortante horizontal cartela cara columna

$$H_c = \frac{ec}{r} T = 1.301 \text{ kN}$$

Cortante vertical cartela cara viga

$$V_b = \frac{eb}{r} T = 1.032 \text{ kN}$$

Cortante horizontal cartela cara viga

$$H_c = \frac{\alpha}{r} T = 2.011 \text{ kN}$$

Anexo TT Transferencia de fuerzas de la riostra a la viga -columna