



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el
Diseño Estructural de una Nave Industrial**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Tineo Flores, José Luis (ORCID: 0000-0002-0704-0721)

ASESOR:

Dr. Choque Flores, Leopoldo (ORCID: 0000-0003-0914-7159)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SISMICO Y ESTRUCTURAL

LIMA – PERU

2022

DEDICATORIA

A DIOS, por las bendiciones derramadas, darme sabiduría y guiar mi camino hacia el éxito. A mi Sr. padre Clemente⁺ Tineo Canchari, que desde el cielo me guía, él es mi fortaleza. A mi Sra. madre Hermila Flores de Tineo por ser una persona amorosa y bondadosa para sus hijos y fortaleza de superación. A mi esposa Diana Leydi y a mi hija Joseleyd Carmen que son el motivo de superación. A mis hermanos Abraham, Sofía, Lázaro, Fredy, Gerardo, Charo y Efraín⁺ que ya no está con nosotros.

AGRADECIMIENTO

Primeramente, a DIOS por guiarme a diario y darme sabiduría, a mi papá el Sr. Clemente⁺ y a mi mamá la Sra. Hermila por darme la educación, a mi esposa por su apoyo incondicional. A mis hermanos por mostrarme lo bueno que son y saber compartir, al Dr. Choque Flores, Leopoldo por brindarme su valiosa asesoría para desarrollar la tesis, a la empresa ECOPSA Consultores y Ejecutores SAC, por brindarme su establecimiento para el desarrollo de la tesis.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	v
Resumen	ix
Abstract	x
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	5
III. METODOLOGÍA	58
3.1 Tipo y diseño de investigación	58
3.2 Variables y Operacionalizacion	58
3.3 Población, muestra y muestreo	58
3.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos, Validez y Confiabilidad	60
3.5 Procedimientos	61
3.6 Método de Análisis de Datos	62
3.7 Aspectos Éticos	62
IV. RESULTADOS	63
4.1 Estructuración Y Predimensionamiento	63
4.2 Análisis Por Fuerzas De Viento Y Sismo	65
4.3 Análisis Comparativo De Las Fuerzas De Viento Y Sismo	80
4.4 Diseño Estructural	82
V. DISCUSIÓN	126
VI. CONCLUSIONES	130
VII. RECOMENDACIONES	132
REFERENCIAS	133
ANEXOS	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de Zona	15
Tabla 2: Numero de Calicatas	16
Tabla 3: Factores de Suelo	16
Tabla 4: Periodos	17
Tabla 5: Factor “U”	18
Tabla 6: Factores de Forma (C).....	23
Tabla 7: Desplazamientos Laterales	25
Tabla 8: Propiedades de los materiales	26
Tabla 9: Capacidades de carga.....	28
Tabla 10: Factor de corte diferido.....	32
Tabla 11: Miembros a Compresión Axial.....	34
Tabla 12: Aplicación de secciones	36
Tabla 13: Elementos a flexión	41
Tabla 14: Elementos a flexión	42
Tabla 15: Tamaño de soldadura.....	44
Tabla 16: Resistencia de soldadura	45
Tabla 17: Especificación técnica de pernos	52
Tabla 18: Resistencia admisible de pernos de anclaje.....	53
Tabla 19: carga muerta para asignación en cobertura	66
Tabla 20: Derivas Elásticas producidas por efectos de viento	77
Tabla 21: Derivas Elásticas e inelásticas producidas por efectos de sismo	80
Tabla 22: Comparativo de las fuerzas de viento y sismo	81
Tabla 23: Características de la columna metálica	83
Tabla 24: Combinación de cargas.....	84
Tabla 25: Fuerzas axiales-diseño de bridas.....	90
Tabla 26: Fuerzas axiales-diseño de la Montante	95
Tabla 27: Fuerzas axiales-diseño de la Diagonal.....	100
Tabla 28: Fuerzas axiales-diseño de la Correa del Techo	105
Tabla 29: Cargas en el pedestal.....	115
Tabla 30: Combinación de cargas.....	116

Tabla 31: Elemento estructural.....	131
Tabla 32: Pedestal	131
Tabla 33: Zapata	131

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1:Partes de un pórtico con cercha.....	1
Figura 2: Grafica comparativa de las derivas producidas por análisis por sismo en dirección XX	11
Figura 3: Grafica comparativa de las derivas producidas por análisis por viento en dirección XX	11
Figura 4: Tijeral Tipo Pratt	12
Figura 5: Zonas Sísmicas.....	15
Figura 6: Mapa Eólica del Perú.	22
Figura 7: Comportamiento del viento en una nave industrial	24
Figura 8: Desplazamiento lateral.....	25
Figura 9: Cobertura 4GR45.....	27
Figura 10: Conexiones soldadas	31
Figura 11: Conexiones apernadas	31
Figura 12: Pandeo por flexión	36
Figura 13: Cordón de soldadura de filete	44
Figura 14: Conexión entre base de Columna y Pedestal	46
Figura 15: Placa Base	47
Figura 16: Momento flexionante en la Placa Base	49
Figura 17: Diagrama de fuerzas para caso de momento grande	51
Figura 18: Requerimiento de estribos en columnas	55
Figura 19: Zona de Punzonamiento	56
Figura 20: Procedimiento	61
Figura 21: Apertura de ángulo de la diagonal	63
Figura 22: Planta tipología arquitectónica-techo de la nave industrial.....	64
Figura 23: Elevación del pórtico principal -Tijeral Principal	65
Figura 24: Asignación de la carga muerta -SAP 2000.....	66
Figura 25: Asignación de la carga viva -SAP 2000	67
Figura 26: Carga Exterior de Viento.	69
Figura 27: Asignación de la carga de viento caso i I -SAP 2000.....	70

Figura 28: Asignación de la carga de viento caso i II -SAP 2000	71
Figura 29: Asignación de la carga de viento caso i III -SAP 2000	71
Figura 30: Asignación de la carga de viento caso v I -SAP 2000	72
Figura 31: Asignación de la carga de viento caso v II -SAP 2000	73
Figura 32: Asignación de la carga de viento caso v III -SAP 2000	73
Figura 33: Asignación de la carga de viento paralelas -SAP 2000	74
Figura 34: Deformación por fuerzas de viento eje A y B -SAP 2000	75
Figura 35: Deformación por fuerzas de viento eje C y D -SAP 2000.....	75
Figura 36:Deformación por fuerzas de viento eje E y F -SAP 2000	75
Figura 37: Deformación por fuerzas de viento eje G -SAP 2000.....	76
Figura 38: Combinación de cargas de viento -SAP 2000	77
Figura 39: Espectro de respuesta -SAP 2000	78
Figura 40: Carga de Sismo Dinámico -SAP 2000	79
Figura 41:(a) y (b) Deflexiones -SAP 2000.....	82
Figura 42:Columna seleccionado para el diseño.....	83
Figura 43:Bridas seleccionados para el diseño	89
Figura 44:Montante seleccionado para el diseño	94
Figura 45: Diagonal seleccionado para el diseño.....	99
Figura 46: Correa seleccionado para el diseño	104
Figura 47: Fuerza axial-diseño de placa base.....	110
Figura 48: Diagrama de interacción	117
Figura 49: Combinación de carga-diseño.....	119
Figura 50: Combinación de carga-servicio 01	120
Figura 51: Combinación de carga-(a)servicio 02,(b) servicio 03	121
Figura 52: Presiones -(a)servicio 01,(b) servicio 02	122
Figura 53: Presiones -servicio 03	123
Figura 54: Presiones -diseño.....	125

RESUMEN

La investigación está enfocada en el análisis comparativo de las fuerzas del viento y sismo en el diseño estructura de una nave industrial, que tiene por objetivo principal hacer la comparación de los desplazamientos laterales que generan las fuerzas de viento y de sismo. La nave industrial analizado se encuentra en la ciudad de huamanga que tiene como función el almacenamiento de materiales de construcción que cubre un área techada de 495m² con ejes simétricos.

El desarrollo de la tesis comienza con el marco teórico en donde se plasma todo lo que se utilizara en la parte de resultados. El procedimiento de la investigación es la siguiente; se parte desde un planteamiento arquitectónico de la nave industrial para luego hacer la estructuración, predimensionamiento, modelado, análisis y finalmente el diseño, en la parte de modelado se apoya con las normas vigentes como E-020(cargas) y E-030(factoros sísmicos), en la parte del análisis se procede ya con la verificación de las fuerzas de viento y del sismo haciendo la comparación de los desplazamientos laterales, en la que se verifica que las fuerzas de viento son la que harán que la nave industrial tenga mayor desplazamiento lateral, entonces estos esfuerzos generados por las fuerzas de viento serán los esfuerzos críticos con lo cual se realizara el diseño. El diseño se realizó aplicando los criterios de la norma AISC 360-16 y E-060. El diseño y el análisis se realizó con el software SAP 2000 y SAFE.

Esta investigación concluye que la fuerza de viento son las que predominan en este tipo de edificación por ser liviano, La influencia del análisis por las fuerzas de viento es de 62.3% con respecto a las derivas elásticas tomando en cuenta las limitaciones indicados en la norma E-020. La influencia del análisis por las fuerzas de sismo es de 21.5% con respecto a los desplazamientos laterales o derivas elásticas indicadas en la norma E-030.

Palabras Claves: Fuerzas de Viento, Fuerzas de Sismo, Diseño estructural.

ABSTRACT

The research is focused on the comparative analysis of the forces of wind and earthquake in the structural design of an industrial building, whose main objective is to compare the lateral displacements generated by the forces of wind and earthquake. The industrial warehouse analyzed is located in the city of Huamanga, whose function is the storage of construction materials that covers a covered area of 495m² with symmetrical axes.

The development of the thesis begins with the theoretical framework where everything that will be used in the results part is reflected. The investigation procedure is as follows; It starts from an architectural approach of the industrial warehouse to then do the structuring, pre-sizing, modeling, analysis and finally the design, in the modeling part it is supported by current standards such as E-020 (loads) and E-030 (factors seismic), in the analysis part, we proceed with the verification of the wind and earthquake forces by comparing the lateral displacements, in which it is verified that the wind forces are the ones that will make the industrial warehouse have greater Lateral displacement, then these efforts generated by the wind forces will be the critical efforts with which the design will be carried out. The design was carried out applying the criteria of the AISC 360-16 and E-060 standards. The design and analysis was carried out with SAP 2000 and SAFE software.

This research concludes that the wind force prevails in this type of building because it is light. The influence of the analysis by the wind forces is 62.3% with respect to the elastic drifts, taking into account the limitations indicated in the E standard. -020. The influence of the analysis by the earthquake forces is 21.5% with respect to the lateral displacements or elastic drifts indicated in the E-030 standard.

Keywords: Wind Forces, Earthquake Forces, Structural Design.

I. INTRODUCCIÓN

Una nave industrial es una construcción de espacios que se utiliza en la industria, para realizar actividades como, almacén, fabricación, centros de distribución, empresas logísticas, ensambles, entre otras. una nave industrial se construye para resolver los problemas de espacio sin la existencia de apoyos intermedios de tal manera que se pueda operar sin obstáculos ni restricciones.

La característica común es la necesidad de disponer de espacios grandes.

Una nave industrial tiene los siguientes componentes:

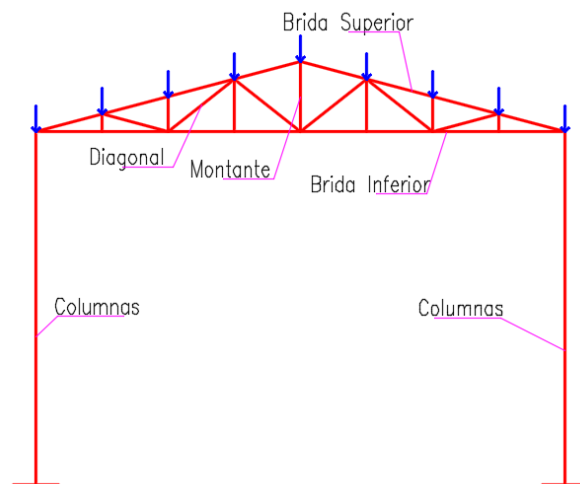


Figura 1:Partes de un pórtico con cercha

Fuente: Elaboración Propia

El diseño estructural para la sociedad y futuras generaciones es de suma importancia, esta nos brinda seguridad y bienestar a la población. En la antigüedad el análisis y diseño estructural estuvo limitado por condiciones tecnológicos, económicas y proceso y/o técnicas constructivas. La investigación se realizó en la ciudad de huamanga departamento de Ayacucho, carretera hacia Tambillo Km 02, la duración de la investigación es de diciembre 2021 a mayo 2022, el tiempo es aproximadamente de 06 meses.

Esta investigación trata del **Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial**, los cuales fueron sometidas a diferentes solicitaciones de cargas (sismo y viento), sabemos que nuestro país es diverso y está clasificado en un Mapa Eólica, en este mapa están las velocidades de viento de cada zona. El territorio peruano está dividido en 04 zonas sísmicas, cada zona se asigna un factor Z, sabemos que las fuerzas al aplicarlo a las estructuras, las reacciones serán diferentes. La nave industrial en la ciudad de huamanga aún no se está masificando en su construcción, podemos decir talvez por el desconocimiento en el proceso de construcción de parte de los técnicos u otros factores que pudieran hacer que no se masifique la construcción, es por ello que con esta tesis podamos ayudar y que sea como referente en el análisis comparativo de las fuerzas de viento y sismo y que sea predominante en futuros diseños estructurales de una nave industrial en la ciudad de huamanga. La norma peruana E-030 en su Art 8.2 indica lo siguiente; “para el análisis de la estructura no sería necesario considerar los dos efectos al mismo tiempo tanto el de sismo y de viento”. La indicación de esta norma no nos da una buena razón por qué utilizar el uno o el otro, motivo por el cual de esta de tesis para poder analizar y hacer una comparación de las fuerzas de viento y de sismo a través del análisis y modelamiento estructural de una nave industrial.

Haremos un análisis de la comparación de las fuerzas de viento y sismo, aplicando la norma peruana E-030(diseño sismo resistente), E-020 (cargas de viento), esto será para hacer el análisis sísmico y análisis por viento, el análisis de estas fuerzas se realizara de manera separada utilizando el software SAP 2000; para iniciar con el análisis se tiene partir de un predimensionamiento de los elementos estructurales lo cual nos dará una visión de cómo se comportara la estructura, La comparación de las fuerzas se realizará haciendo un análisis de desplazamientos por separado, este desplazamiento se verificara de acuerdo a los parámetros que están dadas en el RNE, el desplazamiento provocado por la estructura estará en función de las cargas que se aplicaran, la geometría, la zona de peligrosidad sísmica y las mapas eólicas del Perú.

Ya teniendo identificados las fuerzas de mayor esfuerzo (fuerza de viento, fuerza de sismo) se hará su respectivo calculo y diseño del elemento estructural de la nave

industrial apoyándonos con el software SAP 2000, utilizando la norma AISC 360-16, con este diseño la estructura se comportará adecuadamente frente a esa fuerza predominante o de mayor esfuerzo.

En la ciudad de huamanga y a nivel nacional es común la construcción de edificaciones sin la asistencia técnica de un profesional que conoce del diseño y construcción de estas, es preciso mencionar en esta parte de la introducción de esta tesis sea un aporte y beneficio de la sociedad. En la tesis, el planteamiento del problema es lo siguiente; **¿De qué manera el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo influye en el Diseño Estructural de una Nave Industrial?**, luego a ello también se definió los problemas específicos.

1. ¿Cómo el análisis por cargas de viento influye en el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial?
2. ¿De qué manera el análisis sísmico dinámico espectral influye en el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial?
3. ¿Cuál será el criterio de diseño de los elementos estructurales en el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial?

El objetivo principal para esta tesis fue planteado de la siguiente manera; **Realizar el análisis comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial.** de la misma manera su objetivo específico fue;

1. Evaluar la influencia del análisis por cargas de viento para el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial.
2. Determinar la influencia del análisis sísmico dinámico espectral para el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial.
3. Realizar el diseño de los elementos estructurales en el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial, utilizando el criterio de la norma AISC 360-16 y E-060(Zapatas).

En esta investigación solo se tratará de una sola variable por lo que no se plantea hipótesis. La hipótesis son afirmaciones conjeturales sobre la relación entre dos o más variables. En las investigaciones cuantitativas, el planteamiento de la hipótesis no es necesario, el hecho de que formulemos o no la hipótesis depende de un factor esencial: el alcance inicial del estudio. (Baptista, Fernández y Sampiere,2014, p.104).

Justificación Teórica: se utilizaron teorías que fundamentan las bases científicas del análisis estructural, se utilizaron las normas vigentes y el software SAP 2000.

Justificación Metodológica: en la investigación se utilizó un enfoque cuantitativo, tipo de investigación aplicativo, diseño de investigación no experimental.

Justificación practica: en la investigación se pretende que los profesionales tengan un mejor entendimiento técnico en el comportamiento del análisis sísmico y análisis por fuerzas de viento.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

Para afianzar y fundamentar la tesis es necesario apoyarse en las tesis internacionales, artículos científicos y nacionales.

INTERNACIONAL

(Rosenbaum Fuentes, 2018), su objetivo fue encontrar los parámetros que caracterizaran los elementos y miembros de la estructura industrial en acero que se encuentran en plantas de minería de Chile, se analizaron 17 estructuras de 11 proyectos construidos entre los años 2008 y 2016, diseñados bajo la norma chilena, los parámetros observados fueron: elementos estructurales de secciones largos y de tipologías, esbelteces globales según tipo de estructura, razón entre esbeltez límite y esbeltez. Los resultados obtenidos fue que se observó y que se estudió gran cantidad de elementos, de estos el 50% correspondería a diagonales de planta.

(Arroyo Navarrete, 2021). La razón de esta investigación, viene del interés despertado en asignaturas como Elasticidad y Resistencia de los Materiales, Teoría de estructuras, Instalaciones Industriales Complementarias, Instalaciones Térmicas Industriales y Proyectos entre otras. El objetivo ha sido hacer el cálculo y diseño estructural de una nave industrial de almacenaje de maquinaria agrícola. El autor llega a concluir, en el cálculo de la estructura, se ha considerado que no existe pandeo lateral en los pilares de la nave debido a que los cerramientos de placas alveolares se consideran lo suficientemente rígidos para que no permitan el pandeo de los pilares y arriostren la estructura en ese plano.

(Troya Muzzio & Yagual Bedoya, 2021), problema planteado para este trabajo de investigación es; es la falta de espacios disponibles para el almacenamiento de los diferentes recursos que se encuentran en dicho aeropuerto; lo cual propone su objetivo principal es; realizar el diseño estructural de una estructura metálica sísmo resistente del galpón en el aeropuerto Internacional José Joaquín de Olmedo, también

se realizó el diseño de la cimentación, empleando el software SAP 2000; el trabajo de investigación fue de tipo exploratorio, basándose en consulta de libros, tesis, páginas web y otras informaciones. Las conclusiones fueron: para el diseño de los galpones metálicos se aplicó las normas del AISC-360 y la norma NEC-15 por lo que se garantizó un correcto comportamiento de cada uno de los elementos de la estructura. La recomendación del autor es; optar por el galpón tipo celosía, ya que presenta un mejor comportamiento estructural y tiene un peso menor respecto al galpón tubular con tensor, lo que significa que tendrá un costo menor para su elaboración.

(Freire, Loachamin, 2021), la investigación-artículo se ha realizado con una muestra de 40 naves industriales, los cuales tenían unas características particulares como en su altura, longitud y espaciamiento entre los pórticos. La investigación se trata de hacer el análisis económico y técnico de naves industriales, este consiste en obtener como referencia los pesos en metros cuadrados de cada nave industrial y este servirá para aplicar una interpolación no lineal de Lagrange, esto conlleva determinar una ecuación con su respectivo gráfico. Con estos resultados se determinó con bastante aproximación el peso de la nave industrial en metros cuadrados, con este resultado se podrá hallar el costo del material del elemento de cada estructura.

Finalmente se podría decir que el diseño estructural se ha realizado utilizando el SAP 2000 y la norma AISC 360-16, y también que la mayoría de los elementos se encontraron en un rango de 0 – 0.95 de su capacidad, podemos llegar a una conclusión que toda estructura metálica debe de trabajar a su máxima.

(Mario E. Rodríguez, 2017), el objetivo principal de este trabajo de investigación-artículo es dar a conocer los cambios y consideraciones que son necesarios para un mejor diseño sísmico resistente de la norma E 030, que la filosofía y principios de diseño son; minimizar los daños a la propiedad, asegurar la continuidad de los servicios básicos y evitar pérdidas humanas. En esta investigación muestra que las normativas podrían llevar a que el diseño estructural tendría de lado una inseguridad si consideramos la peligrosidad sísmica del Perú. Concluye que es necesario el cambio de la norma E 030 y E 060, para perfeccionar el diseño estructural.

(Fernández Sola & Tapia Hernández,2017), el artículo trata sobre las respuestas inelásticas de edificios de 8 y 12 pisos, que fueron edificios de marcos de acero dúctiles con cimentación flexible y rigidizadores concreticos. En la investigación se modelaron dos cimentaciones de base flexible, con pilotes y cajón de cimentación. En conclusión, la cimentación con pilotes podría tener mayor desplazamiento que las cimentaciones con cajón.

(F. Núñez, D. Ruiz, Cortés, 2021), en el artículo realiza un análisis dinámico no lineal de 06 edificaciones de 5 a 20 pisos con plantas regulares, utilizando la norma NRS-10 microzonificación sísmica de Bogotá, se utilizó un software de elementos finitos y la FEMA 356. Con los resultados se mostraron las derivas en un mapa tanto en la dirección X y Y, llegaron a concluir que las edificaciones de acero tienen mayor comportamiento a los sismos que una edificación de concreto armado.

NACIONALES

La investigación de Solorzano & Vargas, tuvo su principal objetivo: Elaborar un material de apoyo a modo de guía, para contribuir con la estandarización de los criterios de análisis y diseño estructural de una nave industrial con puente grúa. su metodología, cumple con las exigencias RNE, AISC y el ACI. se concluye que: se realizó el diseño estructural de los miembros de la nave industrial mediante los estados de cargas correspondientes y un adecuado modelo estructural utilizando el software SAP 2000. Llego a determinar que las **derivas por sismo** no supero lo que indica la norma peruana E.030 con un valor de 0.01, La estructura tuvo una **deriva máxima de 0.0095**. Las derivas por efecto del viento no superen lo establecido en la norma peruana E.030 con un valor de 0.01, la estructura tuvo una **deriva máxima de 0.0093**. (Solórzano Mogollón & Vargas León, 2020).

(Urquiaga Oblitas, 2019), problema planteado por el autor es; ¿de qué manera podría optimizar una estructura de nave industrial de 30 metros de luz de tipo tijeral?, su objetivo planteado siguió estos pasos: comienza desde la concepción de la geometría o la tipología arquitectónica, para luego hacer los cálculos apoyándose con el software

SAP 2000, los cálculos se hicieron utilizando la norma peruana (E.020, E.030, E.090), para hacer el diseño del elemento estructural se utilizó la norma americana AISC 360-16 (perfiles de los elementos, dimensionamiento, conexiones, pernos, soldaduras). Finalmente con estos procedimientos se llegó a concluir los siguientes; la nave industrial estructuralmente se logró optimizar utilizando los perfiles: para columnas tubo HSS 12"x12"x1/4", cordones superiores e inferiores con tubos HSS 6"x5"x1/4", diagonal y vertical con cercha de tubos HSS 2"x2"x1/4", correa de techo tipo z 300x75x3mm, larguero lateral HSS 8"x6"x3/8", arriostramiento lateral HSS 6"x6"x1/2". Se determinó que la nave industrial por sismo tiene de $X=6.95$ mm, $Y=3.66$, por viento $X=6.89$ mm y $Y=3.08$ mm, cumple con la norma peruana E.030-Sismo Resistente.

(Machicao Pinto, 2017), el problema planteado es el espacio que se requieren en las compañías mineras esto con el fin de aumentar la producción minera en nuestro país, muy aparte de este problema también hay otro que son las condiciones de suelo, cargas ambientales como el viento, el sismo y otras cargas que condicionan la estabilidad de la estructura. El objetivo general es diseñar y calcular los elementos estructurales que componen un hangar, aplicando la normativa peruana esto es para analizar las cargas ambientales, el método LRFD Y ASD (AISC) se utilizara para obtener resultados ligeros y económicos. En las conclusiones solo se menciona que se logró calcular las cargas por tensión, compresión flexión y corte en los frames estructurales.

(Cieza Macedo & Lazarte Torres, 2018). El autor tuvo su objetivo principal. Analizar con el método LRFD en la estructura del techo metálico, se analizó las cargas actuantes como cargas vivas, muertas, cargas de lluvia, cargas de viento y de sismo, esto en cada sistema estructural del techo metálico. El método de la investigación es no experimental clasificando en transversal lo cual consistió en recolectar información en un momento y espacio dado. La población de estudio es considerada de solo un diseño sísmico del techo metálico. La muestra de la investigación es el mismo tamaño de la población. Realizo la simulación con el efecto de sismo a la estructura con el

software SAP 2000 resultando una deriva máxima en dirección XX de 0.00532, y esto es menor a lo que indica el RNE. El autor indica que el programa SAP 2000 contribuyó eficazmente en el análisis de la estructura en 3D, también indica que se aplicó para las cargas de diseño la norma AISC-LRFD.

(Armas Malca, 2020), su objetivo fue: Diseñar una nave industrial metálica, para optimizar la productividad y seguridad del área de mantenimiento de la Unidad Minera Yanacocha ubicada en la provincia de Cajamarca. El método utilizado fue no experimental descriptivo, la población utilizado por el autor fue las naves industriales en la Unidad Minera Yanacocha. Las muestras son las naves metálicas de tipo industrial y de distribución arquitectónica. Según los resultados que encontró fue, demostrar a través del análisis estático de que la arquitectura fue el condicionante de que genere desplazamientos laterales relativos y que cumplan con el RNE E-030, en la que indica que los desplazamientos deben de ser menores a 0.01, el resultado de este análisis fue que en la dirección X el desplazamiento fue lo máximo y en la dirección Y fue menor. El autor llegó a una conclusión, demostró con la utilización del software de que el modelamiento y el análisis estructural cumplió con los criterios de diseño y parámetros del RNE y además resultó de un 80% del análisis estático esto indicaría que resistirá sismos de tipo estructural.

(Robles Huaman, 2017), el objetivo principal es que como el análisis estructural influiría en el diagnóstico de la integridad de la estructura en una nave industrial. El método de investigación es de tipo aplicada de nivel explicativa, la población es de solo 2 únicos centros mineros de gran envergadura en la región Tacna; los resultados obtenidos fueron que en el análisis no hubo desplazamientos superiores a los que indican en la norma, esto es debido a que la distribución y la geometría de los miembros estructurales, hacen que la nave industrial sea suficientemente resistente. También, las derivas están dentro de la tolerancia de la norma (Drif máx.= 10 mm), no hay desplazamientos y derivas fuera de lo permisible de la norma. Se concluye que

los desplazamientos y deformaciones generadas por los esfuerzos de carga no son significantes ni relevantes en sistema de la nave industrial.

(Mayanga Salazar, 2021); el problema planteado por el autor indica, ¿Cuál será el diseño estructural de la cimentación superficial de la nave industrial?, el objetivo principal es hacer el diseño estructural de la cimentación superficial para una nave industrial sometiendo sus demandas principales de carga y respetando las normas; para llegar a este objetivo se modelo una distribución arquitectónica de la nave industrial con el programa SAP 2000 aplicando las cargas que corresponden y haciendo la combinación de carga; para luego llegar a determinar los esfuerzos en la base de la nave industrial, con esto se determinó los refuerzos en la base por flexión y corte. Finalmente llego a una conclusión de que el máximo deriva de la nave industrial modelado en SAP 2000, llego al 0.004 la norma peruana E-030 indica el rango permisible que tiene un porcentaje máximo de 0.01 para acero y con esto se pudo decir que estuvo dentro del margen permisible según la norma E-030.

(Estrada Salvador & Díaz Felices, 2019), el problema planteado indica; cuáles serán las características del puente grúa para que los elementos estructurales de la nave industrial sean lo correcto en el diseño estructural, luego tiene un objetivo claro de alcanzar el diseño adecuado del elemento estructural mediante la tipología arquitectónica y la característica del puente grúa ; mediante el análisis realizado se llegó a una conclusión de que la nave industrial cumple con la estimación de diseño lo cual fue obtener una estructura resistente y liviana para poder garantizar que tenga un comportamiento adecuado ante la acción de las cargas que la infraestructura lo requiere, para que la nave industrial sea resistente y adecuado a las cargas solicitados, la distorsión máxima fue de 0.012 cumpliendo con el RNE.

(Cucho Zea, 2019), problema planteado, es hacer un análisis comparativo en el diseño sísmico de un galpón con método manual y el programa computacional. En la tesis indican que cuando se realiza el diseño sísmico hay condiciones que se busca que la deriva cumpla con la norma. Respecto a las derivas, el autor llego a una conclusión de

que la estructura es estable y están dentro de la norma E.030, obteniendo valores de deriva en $x=0.008$, derivas en $y=0.0088$, estos valores fueron obtenidos a partir de análisis sísmico.

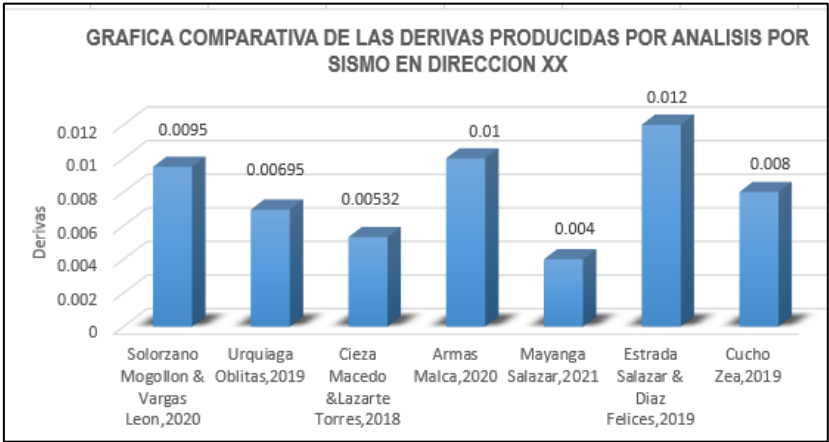


Figura 2: Grafica comparativa de las derivas producidas por análisis por sismo en dirección XX

Fuente: Elaboración Propia

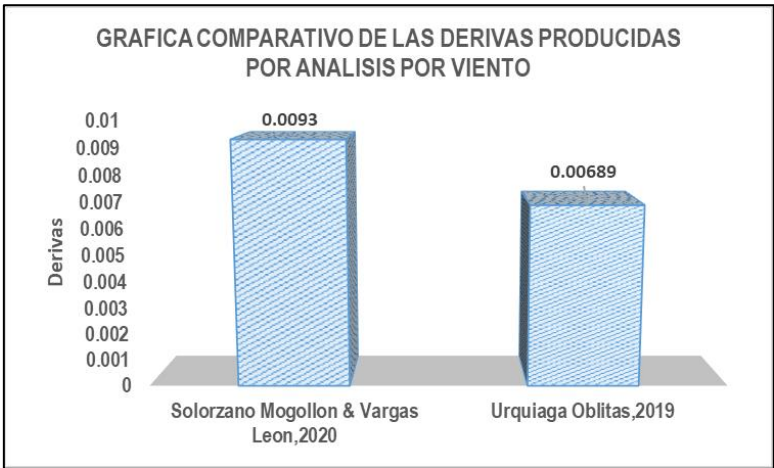


Figura 3: Grafica comparativa de las derivas producidas por análisis por viento en dirección XX

Fuente: Elaboración Propia

2.2 MARCO TEÓRICO DE LAS VARIABLES

2.2.1. Variable: Diseño Estructural

El diseño estructural es un método de procedimientos coherentes con lo cual se termina a entender los comportamientos físicos y mecánicos de las estructuras estudiadas y de sus miembros que conforman ante las sollicitaciones de cargas (Navarro y Pérez, 2005, p.3).

Para Zapata, (2008, p.01), es una combinación de ciencia y arte que mezcla todo el sentimiento intuitivo del estructural teniendo el principio de la dinámica, mecánica de materiales el análisis estático y el análisis estructural, esto nos conlleva hacer una estructura muy segura.

La nave industrial es una estructura lo cual es diseñado para cubrir grandes áreas y la utilización es para procesos industriales y almacenes, generalmente ubicados en zonas alejados a la ciudad. (Panta Miranda,2021, p.35).

Las naves Industriales tienen techos de estructuras metálicas, debido a que tienen menor peso y que pueden cubrir mayores luces entre apoyos, para esta investigación se optó por un tijeral de tipo Pratt ya que este tipo de tijerales es adecuado para luces moderadas, su ventaja principal es que las diagonales trabajan a tracción y los montantes a compresión.

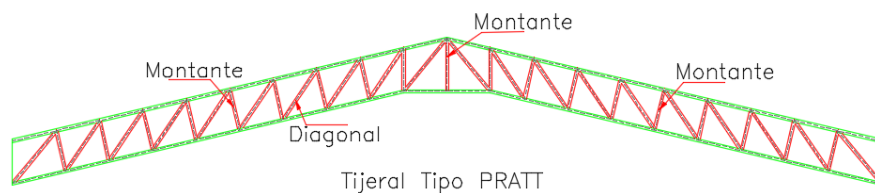


Figura 4: Tijeral Tipo Pratt

Fuente: Elaboración Propia

2.2.1.1. Cargas de Diseño

La carga de diseño son los esfuerzos que actúan en la edificación los cuales transmiten cargas en los apoyos de cada miembro, la determinación de la carga que actúa en la estructura se podría decir que su magnitud y ubicación no es tan exacta, por lo tanto, es necesario creer en suposiciones y no dejar en duda el sentido de buscar la exactitud. Para realizar la actividad del diseño estructural se requiere de un conocimiento previo de la carga, el material y la forma estructural y para luego obtener el esfuerzo. En el proceso de análisis estructural se debe de evaluar toda las cargas o solicitaciones a los que estarán sometidas la estructura.

2.2.1.1.1. Cargas Sísmicas

Javier Crisafulle. (2018), define como:

Las cargas sísmicas son fenómenos sísmicos netamente dinámicos, sabemos que el concepto estático fue considerado y basado para realizar los primeros métodos de análisis sísmico. A partir de este surgió el método de las fuerzas equivalentes estáticas, que hoy en día se utiliza para estructuras simples. El avance tecnológico la fabricación de las computadoras y del software del análisis estructural hacen que se generalice la aplicación de los métodos dinámicos para la obtención y para considerar la carga sísmica. (p.48).

La respuesta dinámica de un estudio de una estructura es compleja que muchas veces depende del comportamiento de cada elemento de la estructura, el comportamiento global de los elementos de la estructura, posibles redistribuciones de cargas. Por tal razón que el ingeniero pueda tomar decisiones en el momento del diseño y simplificar la complejidad. (Dávalos, Fernández y Tapia,2015, p.2).

la fuerza de sismo se define según Seismous (2021)

la energía de un sismo se libera en forma de ondas, y que éstas afectan de diversas maneras el suelo y las estructuras. Dicho de otra manera, el

movimiento telúrico no daña las edificaciones por impacto, sino que éste se ve afectado por la inercia de la fuerza y que es generado por la vibración del peso de la edificación. A estas son las que llamamos fuerzas sísmicas. (Breve guía de las fuerzas sísmicas, parr.3)

Las estructuras tendrán un comportamiento sísmico dependiendo de aspectos del tipo de suelo, propiedades mecánicas, dinámicas y interacción suelo-estructura. Las ondas sísmicas en el suelo insita a vibraciones dando primeras respuestas la cimentación para luego la estructura. (Cortez, Ruiz, Nuñez,2021, p.01)

Zonificación.

Según.RNE-E-030. (2018):

El Perú está dividido en 04 zonas sísmicas, la propuesta de esta zonificación está basada en la distribución espacial en la cual se observaron la sismicidad, movimientos sísmicos y la información neo tectónica (p.12)

Figura 5: Zonas Sísmicas.



Fuente: RNE E.030 Normas Legales. MVC.Perú

El territorio peruano está dividido en 04 zonas sísmicas:

Tabla 1: Factores de Zona

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: RNE E.030 Normas Legales. MVC. Perú

Condiciones Geotécnicas.

El RNE E.030, clasifica a las condiciones geotécnica en tipos de perfiles de suelo que consta de cinco y son lo siguiente:

- 1.0 Perfil Tipo S0: Roca Dura.
- 2.0 Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos.
- 3.0 Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios.
- 4.0 Perfil Tipo S3: Suelos Blandos.
- 5.0 Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales.

Según el RNE-E050 SUELOS Y CIMENTACIONES, indica la cantidad de calicatas según el tipo de edificación. para la tesis se hizo una calicata por pertenecer a una edificación de tipo C.

Tabla 2: Numero de Calicatas

NUMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	
Tipo de Edificacion	Número de puntos de Investigación
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²

Fuente: RNE E.050 *Normas Legales*. MVC. Perú

Parámetro de Sitio (S, T_p, TI)

Tabla 3: Factores de Suelo

FACTORES DE SUELO				
ZONA	So	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.1	1.1
Z3	0.8	1	1.2	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

Fuente: RNE E.030 *Normas Legales MVC.Peru*

Tabla 4: Periodos

PERIODOS "TP" y "TI"				
	Perfil de suelo			
	So	S1	S2	S3
Tp(s)	0.3	0.4	0.6	1
Tl(s)	3	2.5	2	1.6

Fuente: RNE E.030 Normas Legales. MVC. Perú

Factor de Amplificación Sísmica (C)

“El factor de amplificación sísmica se define”: (E.030,2018, p.17)

$$T < T_p \quad c = 2.5 \quad (1)$$

$$T_p < T < T_l \quad c = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (2)$$

$$T_p > T_l \quad c = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right) \quad (3)$$

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Según (RNE-E.030-2018):

la estructura que se desarrolló en esta tesis es de la categoría C, según indica la siguiente tabla:

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
C Edificaciones Comunes	Edificaciones Comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendio o fugas de contaminantes.	1

Tabla 5: Factor "U"

Fuente: RNE E.030 Normas Legales. MVC. Perú

Análisis Dinámico Modal Espectral

Todas las estructuras se podrán diseñar utilizando los resultados del análisis dinámico haciendo las combinaciones modales espectral según indica el RNE. (E.030,2018, p.28).

Aceleración Espectral

Según Máximo R (2017)

La aceleración es ocasionada por la acción del sismo sobre el terreno lo cuales pueden tener sentido y direcciones, los daños provocados a la estructura es por la fuerza horizontal ya que estas tienden a volcar. (Los Sismos y su Efecto sobre las Estructuras, parr.1)

Para analizar se utilizará espectros inelásticos de pseudoaceleraciones, esto para cada dirección horizontal, definido por: (E.030,2018, p.28).

$$S_a = \frac{(Z * U * C * S)}{R} * g \quad (4)$$

2.2.1.1.2. Carga viva

Las cargas vivas son aquellas que debido al uso son temporales o que actúan en periodos cortos.

Según el RNE E.020 (2006) indica lo siguiente;

artículo 7.1 sección B, indica para techo con inclinación mayor a 3° con respecto a la horizontal, la carga viva será de 100kg/m², pero esta se tendrá que reducir en 5kg/m² por encima de los 3° hasta 50kg/m²

2.2.1.1.3. Cargas Muertas

Las cargas muertas son las que actuarán durante su vida útil de la estructura, en este incluye todo el peso del elemento estructural. La carga muerta es conocida también como cargas de gravedad que se fija en una posición y una magnitud; en tal sentido en este proyecto de tesis, la carga muerta se considerará de acuerdo al concepto dado; como por ejemplo el peso propio de los perfiles estructurales en las cuales serán utilizados en este proyecto. La estimación del peso se realizará de acuerdo al peso específico del material utilizado, están también varían sus características como las dimensiones, material, y la sección del elemento.

Se podría decir que estas cargas se transmitirán desde el techo hacia las vigas de techo luego a las columnas

2.2.1.1.4. Cargas de Viento

“Alrededor de las edificaciones las fuerzas del viento hacen un proceso complejo y extremo lo que no se podría describir fácilmente”. (Zapata, 2008, p.1-8).

para Zapata (2008):

La estructura está sujeta a la fuerza del viento y que estas sean de 2 a más pisos y que en estas zonas la velocidad del viento es altamente significativas y la tipología arquitectónica, estas serán más propensas al efecto aerodinámico. En estructuras de acero el peso es relativamente bajo

y estas estructuras cubren mayor área de techado y estarán expuestas a las acciones del viento, esta carga de viento podría ser más notable que la carga de sismo (p.8).

Los elementos que componen una estructura, tanto exteriores, elementos de cierre y las que están sujetas a la fuerza del viento, esta es diseñada para poder resistir a la acción de las presiones y succiones generadas por el viento; estas fuerzas actuarán en dos direcciones perpendiculares y horizontales simultáneamente.

Este fenómeno de cargas de viento se ha estudiado apropiadamente, es decir para estructuras de pisos muy altos como para alturas superior de 30 metros se deberá estudiar este fenómeno en túneles de viento para poder determinar las fuerzas de viento en esa edificación. (Bowles.1993, p.37)

según Orihuela y Dávila (2016):

El viento varía entre la selva y la costa de nuestro país, donde la sierra sufre grandes presiones concentrados de viento, en la cordillera el viento es redirigida y pueden producir vientos de consideración intensidad. Para el diseño de nave industrial de acero el efecto del viento producido sobre él puede influir bastante, por tal sentido estas cargas poder ser más influyentes que la carga de sismo. En una edificación de acero la presión de viento se asume y que se aplica uniforme y perpendicularmente a la superficie de contacto. (p.21).

El mapa eólico del Perú muestra curvas de velocidad, con 50 años de periodo de retorno

Para la ciudad de Huamanga la velocidad de viento llega a valores de 70 Km/hr.

Velocidad de Diseño

El RNE E.020. (2006), define como:

la velocidad de diseño será máxima en una altura de hasta de 10 metros, y no será menor a 75km/hr. Con la expresión siguiente se calculará la velocidad de diseño de viento. (p.20).

$$V_h = V(h/10)^{0.22} \quad (5)$$

Dónde:

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

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

H: altura sobre el terreno en metros

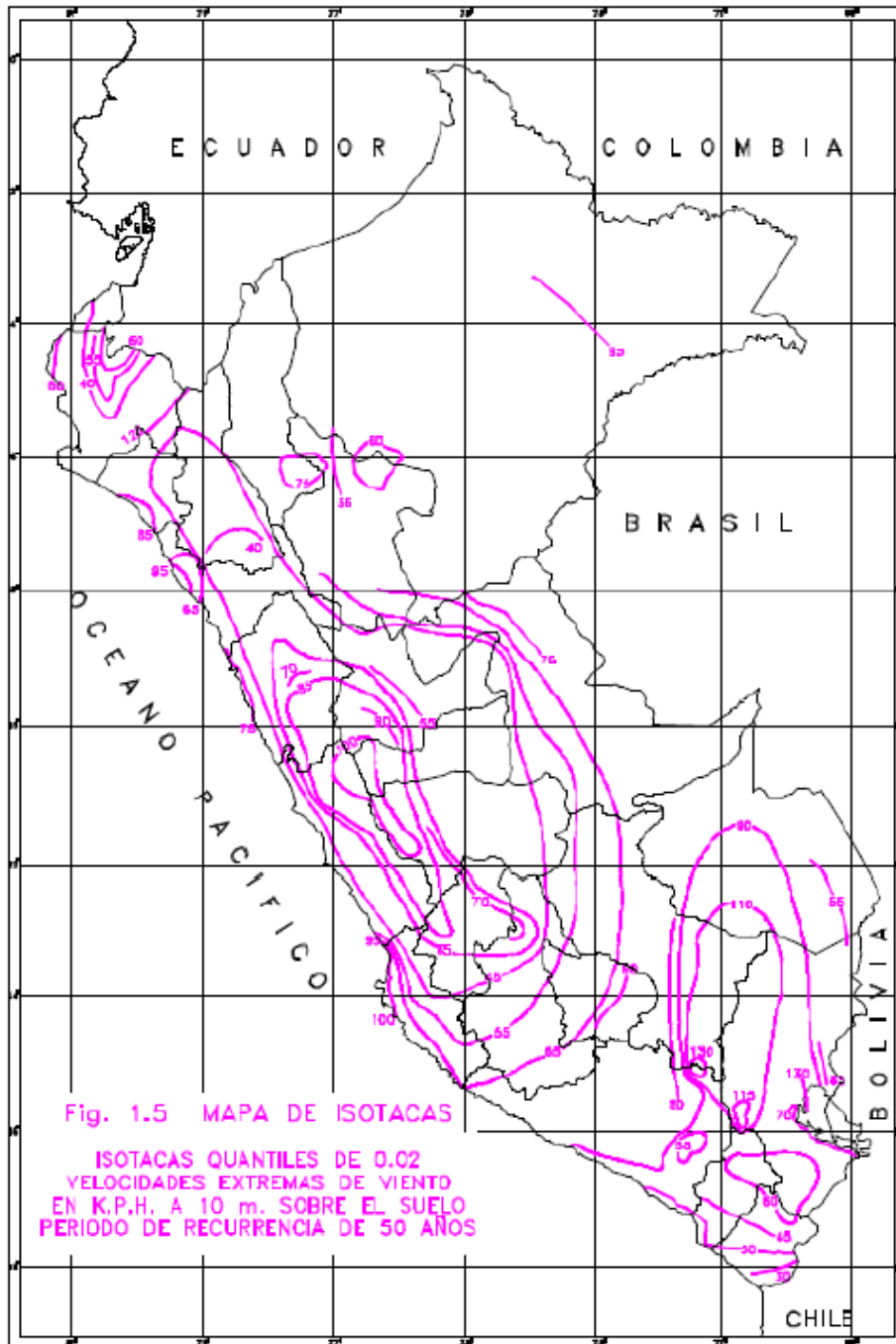


Figura 6: Mapa Eólica del Perú.
Fuente: RNE E.020. (2006). *Normas Legales.* MVC. Peru

Carga Exterior de Viento

Según RNE E.020. (2006), indica lo siguiente:

Las cargas de presión y succión son cargas que actúan exteriormente por la acción del viento y actuarán perpendicularmente en la superficie de la estructura, estas cargas se calcularán mediante la siguiente expresión.
(p.20)

$$P_h = 0.005 C V_h^2 \quad (6)$$

Dónde:

P_h = presión o succión del viento a una altura h en kg/m^2

C = factor de forma adimensional

V_h = velocidad de diseño a la altura h , en Km/h

Tabla 6: Factores de Forma (C).

FACTORES DE FORMA (C)		
CONSTRUCCION	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies Verticales	+0.8	-0.6
Superficies inclinados a 15° o menos	+0.3	-0.6
Superficies inclinados entre 15° a 60°	+0.7	-0.6
Superficie Vertical o Inclinada paralelo a la dirección del viento	-0.3	-0.6
	-0.7	-0.7

Fuente: RNE E.020. (2006). *Normas Legales. MVC. –Perú*

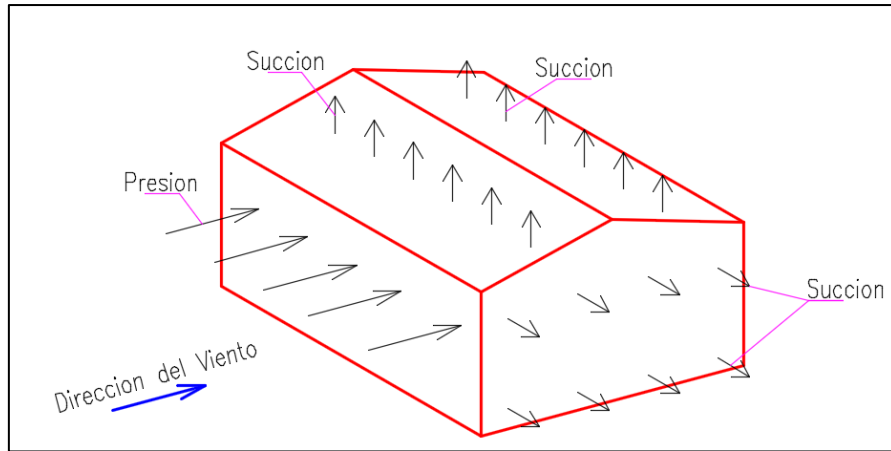


Figura 7: Comportamiento del viento en una nave industrial

Fuente: *Elaboración propia*

2.2.1.2. Esfuerzos Actuantes

2.2.1.2.1. Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales son fenómenos o características que ocurren al actuar una carga lateral en una edificación, los cuales ocasionan deformaciones y/o desplazamiento en los nodos de los elementos estructurales. Los esfuerzos que actúan en la edificación son las que ocasionan esas deformaciones y/o desplazamientos dando origen a la distorsión de entrepiso o derivas de piso.

El cálculo de los desplazamientos laterales se multiplicará $0.75R$ el resultado del análisis del desplazamiento de la respuesta máxima de las fuerzas aplicadas por sismo.

Según el artículo 24 del RNE E.020, indica que el desplazamiento relativo máximo ocasionado por la fuerza del viento será el 1% de la altura del piso.

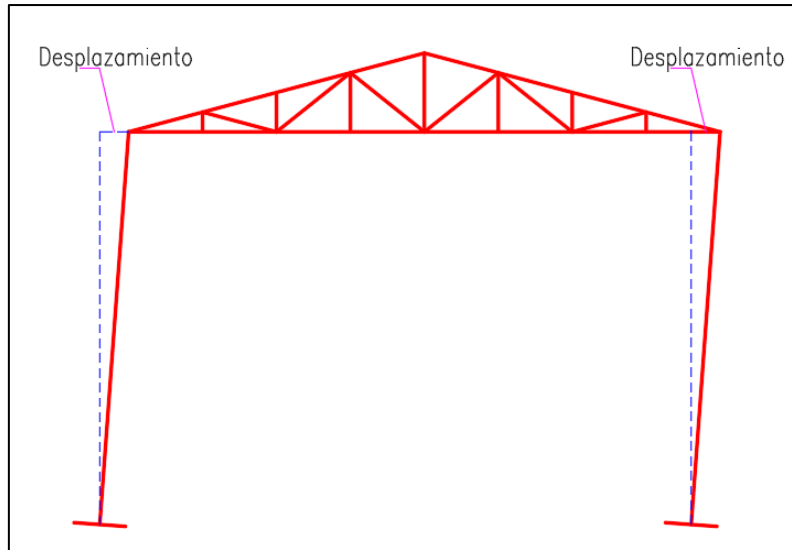


Figura 8: Desplazamiento lateral
Fuente: Elaboración propia

El límite máximo de la deriva por fuerzas de sismo será de 0.010 (acero), de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla n° 11	
Limite Para la Distorsion del Entrepiso	
Material Predominante	Δ_i/h_{ei}
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad ilimitada	0.005

Tabla 7: Desplazamientos Laterales
Fuente: RNE E.030 Normas Legales. MVC. Perú

2.2.1.3. Diseño de Miembros Estructurales

Para los diseños de los componentes de la estructura de la nave industrial, se utilizará la norma AISC 360-16 y E 060(Zapatas, pedestal). El diseño de un elemento estructural de acero significa que el cálculo requerirá y resultara a que resistirá a las cargas y que el perfil seleccionado sea más ligero. Con esta norma AISC 360-16 se calcularán las secciones que están sometidos a esfuerzos de tensión, esfuerzos a

compresión y a flexión. Con la norma E 060 se calcularán todos esfuerzos que ocasionan en las zapatas como el punzonamiento, flexión.

2.2.1.3.1. Materiales

Acero Estructural

El acero es un material de fabricación industrial de uso estructural, se caracteriza por su elevada rigidez, resistencia y ductilidad, su uso garantiza para estructuras sismo resistentes. Su ductilidad del material garantiza soportar deformaciones plásticas sin disminuir su resistencia. (Javier Crisafulle. 2018, p.17).

En la tabla 8 se observa las propiedades físicas de los materiales que se utilizó en la tesis, el acero ASTM A500 son tubo cuadradas los cuales se emplearon para el diseño de las columnas, correas, tijerales principales y secundarios de la nave industrial.

ASTM(2)	Fy(3)		Fu(4)	
	Mpa	kg/cm2	Mpa	kg/cm2
A36	250	2530	400 a 550	4080 a 5620
A529	290	2950	414 a 585	4220 a 5975
A242	290	2950	435	4430
	320	3235	460	4710
	345	3515	485	4920
A572	290	2950	414	4220
	345	3515	450	4570
	414	4220	515	5270
	450	4570	550	5620
A992	345	3515	450 a 620	4570 a 6330
A53	240	2460	414	4220
A500(5)	320	3235	430	4360
A501	250	2530	400	4080
A588	345(6)	3515(6)	483(6)	4920(6)
A913	345 a	3515 a	448 a	4570 a
	483(7)	4920(7)	620(7)	6330(7)

Tabla 8: Propiedades de los materiales

Fuente: ASTM (American Society for Testing and Materials)

(2) American Society for Testing and Materials

(3) Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

(4) Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

(5) ASTM especifica varios grados de acero A500, para tubos circulares y rectangulares.

(6) Para perfiles estructurales; placas y barras.

(7) ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70.

La cobertura y el cerramiento de la nave industrial tendrá las siguientes características:

Material: Aceros Aluzinc ASTM-A792(AZ150)

Color: Blanco, Azul, Rojo, Verde

Pintura: Base liquida de 10 micras

Nombre Comercial: Cobertura 4GR45

En la figura 9 se observa la cobertura 4GR45, este se utilizará para la cobertura y el cerramiento de la nave industrial propuesto en la tesis.

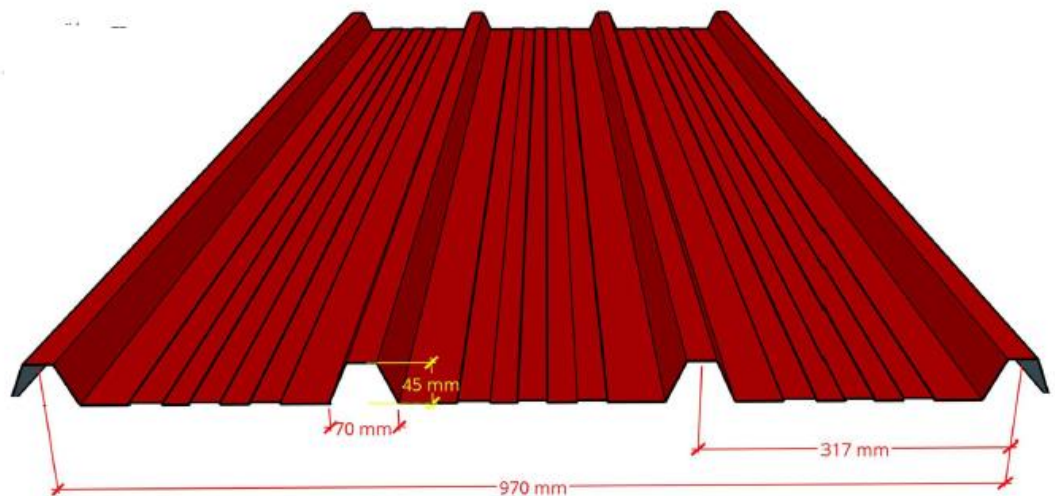


Figura 9: Cobertura 4GR45

Fuente: Escudero-Ficha técnica,2022

En la tabla 9 se observa la capacidad de carga de la cobertura 4GR45, para la tesis se utilizó una cobertura de 0.5mm que corresponde una carga de 4.55 kg/m².

Espesor nominal mm	Condicion de Apoyo	Peso del panel kg/m2	DISTANCIA ENTRE APOYOS									
			1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3	3.25
0.35	Simple doble tres o mas	3.19	329.7	226.2	164.1	124.2	97.2	78.1	64.1	53.5	45.4	39
			329.7	226.2	164.1	124.2	112	81.5	71.7	59.2	49.8	42.4
			336.8	244.1	182.8	141.2	112.1	91	75.3	63.3	54	46.5
0.4	Simple doble tres o mas	3.64	376.7	258.4	187.8	141.9	112.1	89.2	73.2	61.2	51.9	44.5
			376.7	258.4	187.2	141.9	111.1	101.1	81.9	67.7	51.9	48.5
			384.7	278.9	208.8	161.3	128.1	104	56	72.3	56.9	53.1
0.5	Simple doble tres o mas	4.55	470.4	322.7	234.1	177.3	138.7	111.5	91.5	76.4	61.6	55.6
			470.4	322.7	234.1	177.3	159.9	126.3	102.3	84.6	64.8	60.5
			480.3	348.2	260.7	201.5	160	129.9	107.5	90.4	71.7	66.5
0.6	Simple doble tres o mas	5.46	564	386.9	280.7	212.6	166.4	133.7	109.7	91.7	77.7	66.7
			564	386.9	280.7	212.6	191.7	151.5	122.7	101.4	85.2	72.6
			575.6	417.4	312.6	241.6	191.8	155.7	128.9	108.4	92.3	79.6
0.8	Simple doble tres o mas	7.29	750.3	514.9	373.6	282.9	221.5	178	146.1	122	103.4	88.8
			750.3	514.9	373.6	282.9	221.5	201.7	163.4	135.1	113.5	96.7
			765.3	555.2	415.9	321.5	255.2	207.3	171.5	144.2	122.9	106

Tabla 9: Capacidades de carga

Fuente: Escudero-Ficha técnica,2022

2.2.1.3.2. Diseño por Resistencia

Se realizará el diseño por resistencia en base a los factores de cargas y resistencia (LRFD), en la cual la resistencia de diseño de cada componente estructural debe de ser mayor o igual a la resistencia requerida de acuerdo a las combinaciones.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (7)$$

Donde:

R_u =Resistencia Requerida

R_n = Resistencia Nominal

ϕ =Factor de Resistencia

ϕR_n =Resistencia de Diseño

2.2.1.3.3. Combinación de Carga

La combinación de carga se desarrolló de acuerdo a la norma del RNE E 090 sección 1.4.1. cargas, factores de carga y combinación de cargas.

1. $U=1.4D$ (8)
2. $U=1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ (9)
3. $U=1.2D+1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$ (10)
4. $U=1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ (11)
5. $U=1.2D + -1.0E+0.5L+0.2S$ (12)
6. $U=0.9D+1.3W$ (13)
7. $U=0.9D+-1.0E$ (14)

Donde:

D= carga muerta

L= carga viva

S=carga de nieve

W=carga de viento

E=carga de sismo

2.2.1.3.4. Miembros sometidos a Esfuerzos de Tensión o Tracción

Los esfuerzos de tensión que están sujetos los elementos estructurales son las fuerzas axiales directas. Miembros en tensión son utilizados en estructuras de naves industriales como arriostamiento o sistemas de contraventeos para resistir cargas horizontales o arriostar lateralmente vigas y columnas. También se encuentran bridas, péndolas, cables y tirantes. (Rodriguez,2018, p.28).

Para el diseño de los miembros sometidos a esfuerzos de tensión se tomará encuentra lo siguiente:

Especificaciones según AISC360-16

Capitulo D. Miembros en Tracción

- **D1: Límite de Esbeltez**

la recomendación dada es debido a que no existe el límite de esbeltez para elementos sometidos a tracción; la recomendación es la siguiente:

$$\frac{L}{r} < 300 \quad (15)$$

L: longitud sin arrojamiento lateral del elemento, mm, cm

r: radio de giro, mm, cm

- **D2: Resistencia en Tracción**

La capacidad resistente a tracción ($\Phi_t P_n$) de los elementos será el menor valor de lo calculado entre:(AISC 360-16, p.78)

a). Fluencia en tracción en la sección bruta.

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (16)$$

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

b). Ruptura en tracción en la sección neta

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad (17)$$

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

Donde:

P_n =resistencia axial nominal, kg

A_e =área neta efectiva, cm^2

A_g =área bruta del elemento, cm^2

F_y =tensión mínima de fluencia, kgf/cm²

F_u =resistencia a tracción mínima, 4360kgf/cm²

- **D3: Área Neta Efectiva**

El área neta efectiva de un elemento en tracción, es la parte del área que participa de manera efectiva en la transferencia de la fuerza. El área neta efectiva se determina con la siguiente:

$$A_e = A_n * U \quad A_n = A_g \text{ para HSS} \quad (18)$$

U=factor de corte diferido, coeficiente de reducción.

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{L} \quad (19)$$

X=Excentricidad de la conexión desde el centro de gravedad del area tributaria del elemento al plano de contacto entre la placa de union y el elemento conectado

L=Longitud de la conexión medida en la direccion de la carga

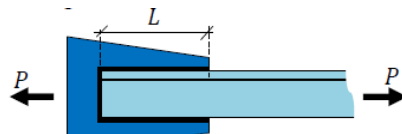


Figura 10: Conexiones soldadas

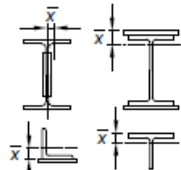
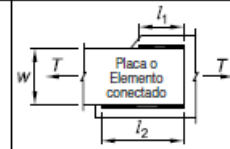
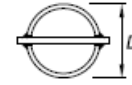
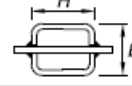
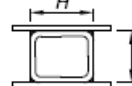
Fuente: www.seproinca.com



Figura 11: Conexiones apernadas

Fuente: Seproinca

TABLA D3.1
Factor de Corte Diferido para
Conexiones de Miembros en Tracción

Caso	Descripción del Elemento	Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	-
2	Todos los miembros en tracción, excepto tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras. Alternativamente, el Caso 7 es permitido para perfiles W, M, S y HP (Para ángulos, se permite el uso del Caso 8).	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.	$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$	-
4 ^[a]	Planchas, ángulos, canales con soldaduras en bordes extremos, secciones te y doble te con elementos adosados, donde la tensión es transmitida solo por soldaduras longitudinales. Ver Caso 2 para la definición de x.	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Tubos redondos con sólo una placa gusset concéntrica, con soldaduras de ranura al tubo.	$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Tubo Rectangular con sólo una placa gusset concéntrica	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
	con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP; o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga $b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	-
	con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$	-
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga $U = 0.80$	-
	con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga (con menos de tres conectores por línea en la dirección de la carga, usar Caso 2)	$U = 0.60$	-

B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); D = diámetro exterior de la sección cilíndrica, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm); d = altura de la sección, cm (mm); para secciones T, d = altura de la sección desde la cual la T fue cortada, cm (mm); l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm); x̄ = excentricidad de conexión, cm (mm).

^[a] $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$, donde l₁ y l₂ no deben ser menor a 4 veces la dimensión de la soldadura.

Tabla 10: Factor de corte diferido
Fuente: Norma AISC 360-16, p.79

Según Ángel Manrique, para calcular el valor de U indica lo siguiente,

$$U = 0.75, \text{ cuando } 1.0 \leq \frac{L_{iw}}{W_{pl}} < 1.5 \quad (19-1)$$

$$U = 0.87, \text{ cuando } 1.5 \leq \frac{L_{iw}}{W_{pl}} < 2.0 \quad (19-2)$$

$$U = 1.0, \text{ cuando } 2 \leq \frac{L_{iw}}{W_{pl}} \quad (19-3)$$

Dónde:

L_{iw} =longitud de la soldadura longitudinal

W_{pl} =ancho del elemento conectado

2.2.1.3.5. Miembros sometidos a Esfuerzos de Compresión

Los esfuerzos a compresión es el resultado de las presiones de las fuerzas axiales que tienden a producir una reducción y/o acortamiento de sus fibras en una determinada dirección. En estructuras de nave industrial existen varios elementos que trabajan en compresión, como las diagonales, los montantes y las columnas. Para el diseño de los miembros aplicados a esfuerzos de compresión se tomará en cuenta lo siguiente:

Especificaciones según AISC360-16

Capitulo E. Miembros en Compresión.

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

Pandeo Por Flexión No Esbelta

La sección no esbelta debe de cumplir: la razón b/t de sus elementos comprimidos no debe de exceder los valores de la tabla B4. 1a, de la norma AISC 360-16.

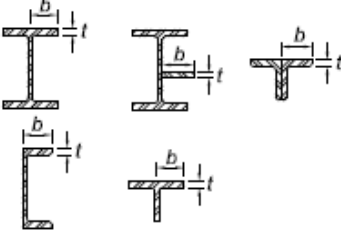
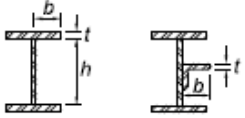
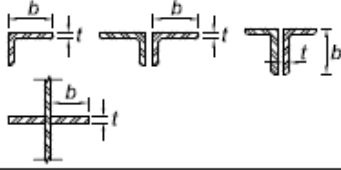

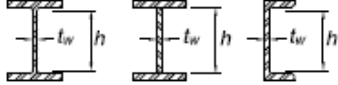

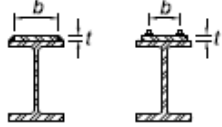

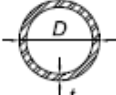
TABLA B4.1a					
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión					
Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho-Espesor Límite λ (compacta / no compacta (esbelto / no esbelto))	Ejemplo	
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados.	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Alma de Secciones T.	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atiesador.	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tabla 11: Miembros a Compresión Axial

Fuente: Norma AISC 360-16.

La resistencia de compresión nominal, se debe de calcular con:

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (20)$$

$$P_u < \phi_c * P_n \quad (21)$$

La tensión de pandeo por flexión F_{cr} , se calcula con:

$$(a) \text{ cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \quad (22)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (23)$$

$$(b) \text{ cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \quad (24)$$

$$F_{cr} = (0.877) F_e \quad (25)$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{F_y}{F_e}$$

Dónde:

A_g =área bruta de la sección del elemento, cm^2

E =módulo de elasticidad del acero= $2038901.8 \text{ kgf/cm}^2$

F_e =tensión de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (26)$$

F_y =tensión mínima de fluencia, kgf/cm^2 (3235 kg/cm^2)

r = radio de giro, cm^3

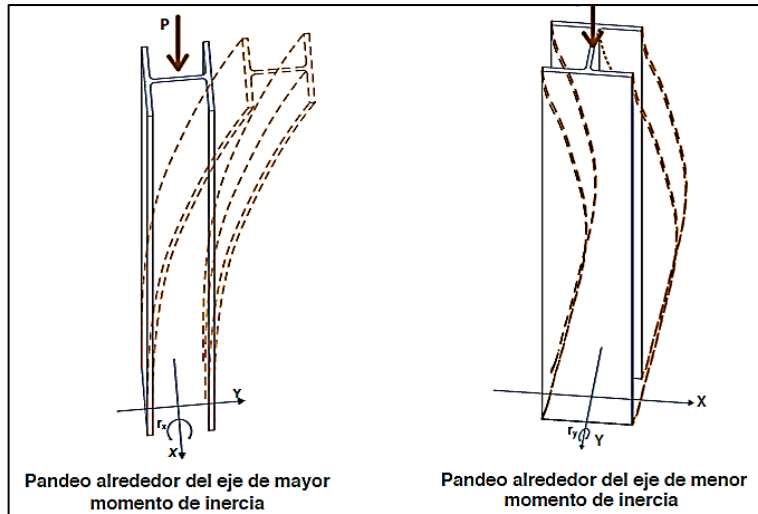


Figura 12: Pandeo por flexión
Fuente: www.seproinca.com.

TABLA NOTA E1.1 Aplicaciones de las Secciones del Capítulo E				
Sección transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB

Tabla 12: Aplicación de secciones
Fuente: Norma AISC 360-16.

FB: pandeo por flexión, TB: pandeo torsional, FTB: pandeo flexo-torsional, LB: pandeo local.

Miembros con Elementos Esbeltos

$$P_n = F_{cr} * A_e \quad (26-1)$$

Para miembros solicitados a compresión con elementos esbeltos descritos en la sección B4-1a de la norma AISC 360-16.

$$\lambda = b/t \quad (26-2)$$

$\lambda r =$ limite razon ancho – espesor

$$A_e = (b - b_e)t \quad (26-3)$$

a. Cuando $\lambda \leq \lambda r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$ $b_e = b$ (26-3)

b. Cuando $\lambda > \lambda r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$ $b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$ (26-4)

c_1, c_2 , para secciones tubulares cuadradas y rectangulares

$c_1 = 0.20$

$c_2 = 1.38$

F_{el} = tensión por pandeo local elástico

$$F_{el} = (c_2 * \lambda r / \lambda)^2 * F_y \quad (26-5)$$

Miembros con Simetría Doble y Simple Solicitados a Flexión y Compresión

a. cuando $P_r / P_c \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + 8/9 \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (26-6)$$

b. cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{c_x}} + \frac{Mr_y}{M_{c_y}} \right) \leq 1.0 \quad (26-7)$$

Pr=resistencia de compresión axial-de acuerdo de las combinaciones

Mr=resistencia de flexion de acuerdo de las combinaciones

$$P_c = \phi_c P_n \quad (26-8)$$

$$M_c = \phi_b M_n = \text{resistencia a momento a flexion} \quad (26-9)$$

$$\phi_b = 0.90$$

2.2.1.3.6. Miembros sometidos a Esfuerzos de Flexión

Los elementos en flexión estarán sometidos a cargas perpendiculares a su eje, como cargas distribuidas a lo largo del elemento, o cargas puntuales en cualquier punto, esta carga genera momentos flectores. En estructuras de nave industrial los elementos que trabajan a flexión son: largueros, vigas principales (brida superior e inferior) y correas.

Para el diseño de los miembros sometidos a esfuerzos de flexión se tomará en cuenta lo siguiente:

Especificaciones según AISC360-16

Capitulo F. Miembros en Flexión.

Perfiles Tubulares Cuadradas y Rectangulares

se aplica a secciones flectados en torno a su eje, la resistencia de flexión nominal M_n , debe de ser el menor valor calculado de acuerdo límite de fluencia o momento plástico, pandeo local del ala, pandeo local del alma y pandeo lateral torsional en flexión pura.

a. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (27)$$

Z=modulo plástico de la sección en torno al eje de flexión, cm^3

b. Pandeo Local de Ala

para secciones con alas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (28)$$

S=módulo elástico, cm³

b=ancho del ala en compresión según tabla B4.1b

para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_y S_e \quad (28-1)$$

S_e=módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo según:

1. para secciones tubulares HSS

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b \quad (29)$$

c. Pandeo Local de Alma

1. para secciones con almas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (30)$$

h=altura de alma, sección B4.1b, cm(mm)

2. para secciones con almas esbeltas

a. Fluencia en el ala en compresión.

$$M_n = R_{ps} F_y S$$

(31)

$$R_{ps} = 1 - \frac{aw}{1200 + 300aw} * \left(\frac{hc}{tw} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (32)$$

$$k_c=4.0 \quad aw = \frac{2h*tw}{b*tf}$$

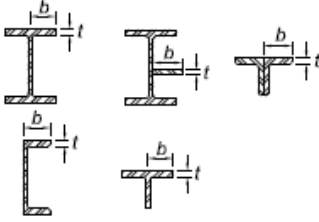
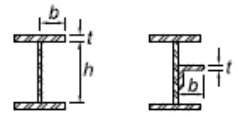
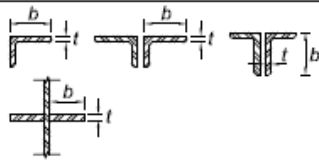

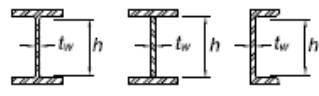

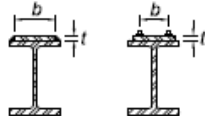

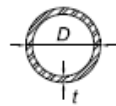
b. Pandeo Local en el ala en Compresion

$$M_n = R_{ps} F_{cr} S_{xc} \quad (33)$$

S_{xc} = modulo de la seccion mayor o menor

Nota: no hay secciones tubulares HSS con almas esbeltas.

$$F_{cr} = \frac{0.9EK_c}{\left(\frac{b}{tf}\right)^2} \quad (34)$$

<p style="text-align: center;">TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión</p>				
Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho-Espesor Límite λ (compacta / no compacta (esbelto / no esbelto))	Ejemplo
Elementos No-Atiesados	1 Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[a]	
	3 Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados.	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Alma de Secciones T.	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	5 Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 Todo elemento atiesador.	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

^[a] $k_c = 4\sqrt{h/t_w}$, no menor que 0,35, ni mayor que 0,76 para propósitos de cálculo.

Tabla 13: Elementos a flexión
Fuente: Norma AISC 360-16

d. Pandeo Lateral – Torsional

cuando $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left\{ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right\} \leq M_p \quad (35)$$

cuando $L_b > L_r$

$$M_n = 2EC_b \frac{\sqrt{JAg}}{L_b/ry} \leq M_p \quad (36)$$

A_g =área bruta de la sección, cm^2

L_p =longitud no arriostrado estado de límite fluencia, cm

$$L_p = 0.13Ery \frac{\sqrt{JAg}}{M_p} \quad (37)$$

L_r =longitud no arriostrado estado de límite de pandeo inelástico lateral-torsional, cm

$$L_r = 2Ery \frac{\sqrt{JAg}}{0.7F_y S_x} \quad (38)$$

2.2.1.3.7. Diseño de Conexión Soldada

La soldadura consiste en unir dos o más piezas de metal con procedimientos de calentamiento hasta su estado pastoso. (Zapata,2008, p.5-1).

Soldadura de Filete

Las soldaduras de filete no requieren preparación de bordes y son fáciles de ejecutar a pie de obra, este tipo de soldadura es llamado como soldadura de Angulo. (Zapata,2008, p.5-7). La soldadura de filete es más resistente a la tracción y a la compresión. El diseño de la soldadura de filete se fundamenta en la suposición de que la sección transversal de la soldadura es un triángulo rectángulo de 45° .

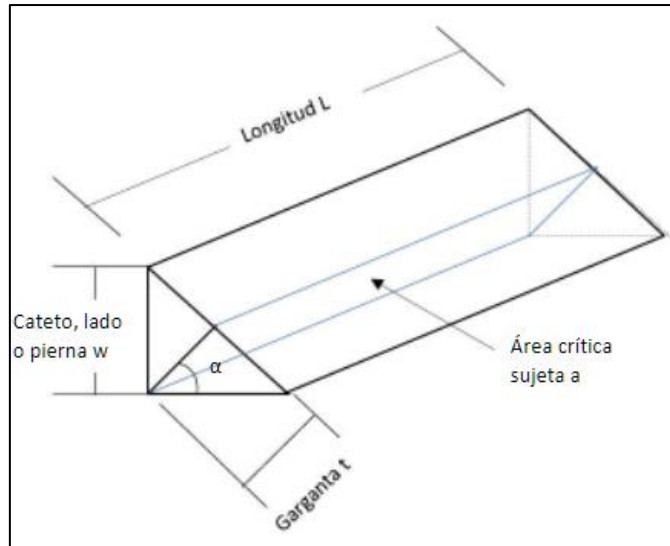


Figura 13: Cordón de soldadura de filete
Fuente: Elaboración propia

En la tabla 15 se muestra el tamaño mínimo de las soldaduras de filete que no debe de ser menor que el tamaño indicado en esta tabla.

TABLA J2.4	
Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

Tabla 15: Tamaño de soldadura
Fuente: Norma AISC 360-16

Resistencia

La resistencia de diseño de juntas soldadas deberá ser el menor valor a la resistencia del material base.

Para el metal base:

(38-1)

$$R_n = F_n B_M * A_{B_M}$$

Para el metal de la soldadura:

$$R_n = F_n w * A_{w_e} \quad (38-2)$$

Dónde:

A_{B_M} = área de la sección transversal del metal base, cm²

A_{w_e} = área efectiva de la soldadura, cm²

$F_n B_M$ = tensión nominal del metal base, kgf/cm²

$F_n w$ = tensión nominal del metal de soldadura, kgf/cm²

TABLA J2.5 (continuación) Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal ($F_n B_M$ y $F_n w$) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{B_M} y A_{w_e}) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ^{[a][b]}
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESMIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60F_{EXX}$ ^[c]	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60F_{EXX}$	Ver J2.3a	
<p>^[a] Para metal de soldadura compatible con metal base ver la Sección 3.3 de AWS D1.1/D1.1M.</p> <p>^[b] Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia un nivel mayor que aquel compatible con metal base.</p> <p>^[c] Se pueden usar metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con metal base para soldaduras de tope entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde la alta condición de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones, la junta soldada puede ser detallada y la soldadura puede ser diseñada utilizando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 80$, $\Omega = 1,88$ y $0,60F_{EXX}$ como resistencia nominal.</p> <p>^[d] Alternativamente, se permiten las disposiciones de la Sección J2.4(b).</p>					

Tabla 16: Resistencia de soldadura

Fuente: Norma AISC 360-16

2.2.1.3.8. Diseño de Conexiones de Placa Base de Columnas

Las conexiones entre la columna de acero y el pedestal representan un componente importante en la estructura de la nave industrial en la cual se emplean placas de base, barra de anclaje u otros elementos auxiliares. El diseño se debe de realizar con mucho cuidado ya que estas conexiones deben de resistir a las grandes solicitaciones de esfuerzos. (Javier Crisafulle. 2018, p.93).

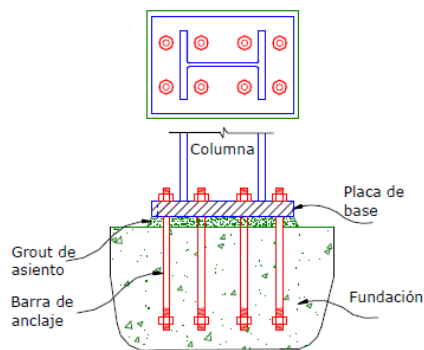


Figura 14: Conexión entre base de Columna y Pedestal
Fuente: Javier Crisafulle. 2018, p.94

El diseño de la placa de base se realiza a partir de los estados limite

- Aplastamiento del concreto del pedestal.
- Fluencia por flexión de la placa de apoyo.

ESTADO LIMITE 01: Aplastamiento del Concreto del Pedestal

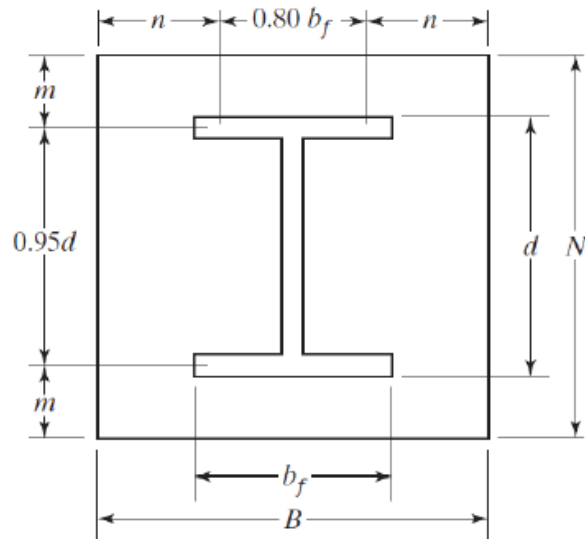


Figura 15: Placa Base

Fuente: Dávila, Orihuela, 2016, p.51

Dónde:

B, N: Dimensiones de Placa Base

Para determinar la resistencia al aplastamiento del concreto se tiene dos casos, si el área del pedestal es igual al área de la plancha o es mayor.

CASO 1: $A_1 = A_2$

A_1 = Área de la Placa Base

A_2 = Área de base de apoyo de concreto

En ningún caso el área de la placa puede ser menor que las dimensiones del pedestal.

$$A_{1min} = d * b_f \quad (39)$$

d, b_f : dimensiones de la columna metálica

Resistencia por aplastamiento nominal

$$\phi_c P_p = \phi_c * 0.85 * f'_c * A_1 \quad (40)$$

$\phi_c = 0.65$

f'_c = Resistencia a compresión del concreto

debe de cumplir que:

$$Pu < \phi_c * Pp \quad (41)$$

$$\frac{Pu}{\phi_c * 0.85 * f'c} < A1 \quad (42)$$

Entonces:

$$A1 = \max\left(\frac{Pu}{\phi_c * 0.85 * f'c}; A1min\right) \quad (43)$$

CASO 2: $A1 < A2$

$$\phi_c Pp = \phi_c * 0.85 * f'c * A1 * \Psi \quad (44)$$

$$\Psi = \min\left(\sqrt{\frac{A2}{A1}}, 2\right) \quad (45)$$

Se debe de cumplir que:

$$Pu \leq \phi_c * Pp \quad (46)$$

$$\text{Si, } \Psi = \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

$$A1 \geq \left(\frac{Pu}{\phi_c * 0.85 * f'c * \sqrt{A2}}\right)^2 \quad (47)$$

$$\text{Si, } \Psi = 2$$

$$A1 \geq \frac{Pu}{\phi_c * 1.70 * f'c}$$

Entonces:

$$A1 = \max \left(\left(\frac{Pu}{\phi_c * 0.85 * f'c * \sqrt{A2}} \right)^2, \left(\frac{Pu}{\phi_c * 1.70 * f'c} \right), A1min \right) \quad (48)$$

ESTADO LIMITE 02: Fluencia por flexión de la placa de apoyo

La plancha base se flexiona en dos direcciones al presionar al concreto como se muestra.

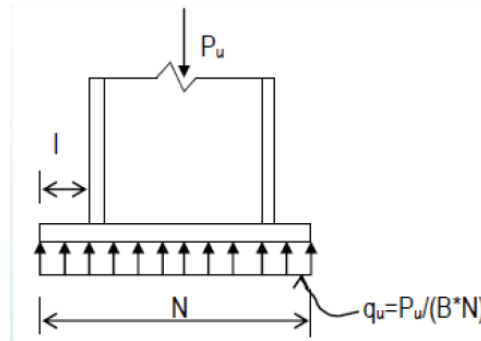


Figura 16: Momento flexionante en la Placa Base
Fuente: Dávila, Orihuela, 2016

$$Mu = \frac{Pu * l^2}{2 * N} \quad (49)$$

$$\phi_b * Mn = \phi_b * fy * Zx \quad \phi_b = 0.90$$

$$Zx = B * \frac{t^2}{4} \quad \text{modulo plastico de la seccion}$$

t= espesor de la plancha

$$t = \sqrt{\frac{2 * Pu * l^2}{0.9 * Fy * A1}} \quad (50)$$

Calculo de la longitud del volado l: para cargas grandes

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (51)$$

$$(52)$$

$$n = \frac{B - 0.80bf}{2}$$

entonces, la longitud l es:

$$l = \max(m, n) \quad (53)$$

Calculo de la longitud del volado l: para cargas pequeñas

$$l = \lambda n' \quad (54)$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{A1min}}{4} \quad (55)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (56)$$

$$X = \frac{4 * A1min * Pu}{(d + bf)^2 * \emptyset c * Pp} \quad (57)$$

entonces, la longitud l es:

$$l = \max(m, n, \lambda n') \quad (58)$$

Diseño de pernos de anclaje

Para el diseño de pernos de anclaje se tomará dos casos:

Caso 1: Diseño donde predominan cargas axiales

$$Rn = Fn * Ab \quad (59)$$

$$Fn = \emptyset * Fu \quad \emptyset = 0.75 \quad (60)$$

Determinar carga axial para cada perno de anclaje=Tu/n

n=cantidad de pernos, mínimo 4 pernos

Tu=carga axial

Ab=área bruta del perno, cm²

debe de cumplir: $\phi Rn > Tu/n$ resistencia de un perno mayor a la carga aplicada

Caso 2: Diseño donde predomina momentos grandes

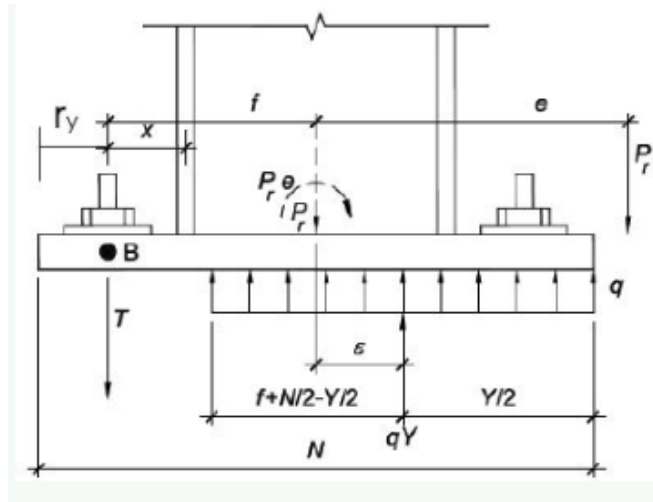


Figura 17: Diagrama de fuerzas para caso de momento grande
Fuente: Dávila, Orihuela, 2016

Debe de cumplir: $e > e - \text{critico}$; $e = Mu/Pu$ (61)

$$e - \text{critico} = \left(\frac{N}{2}\right) - \left(\frac{Pu}{2 \cdot q_{\max}}\right)$$

$$fp_{\max} = \phi c * 0.85 * f'c * \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

$$q_{\max} = fp_{\max} * B \quad (62)$$

$$f = \frac{N}{2} - ry$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2Pu(e + f)}{q_{\max}}}$$

$$T_u = q_{\max} \cdot Y - P_u$$

Carga axial para cada perno = T_u/n

Debe de cumplir: $\phi R_n > T_u/n$ resistencia de un perno mayor a la carga aplicada.

Especificaciones técnicas de los pernos que se utilizo.

PROPIEDADES MECANICAS

NORMATECNICA	F	R	A	NORMA EQUIVALENTE
	kg/mm ²	kg/mm ²	%	
ASTM A-36	25.3min	41min	20 min	JIS G-3101 SS400
SAE 1020*	25min	43min	18 min	DIN 17200 CK 20
SAE 1045*	40min	67 min	12 min	DIN 17200 CK 45

*Propiedades mecanicas tipicas

COMPOSICION QUIMICA PROMEDIO (%)

CALIDAD	C	Mn	P max	S max
ASTM A-36(1)	0.26 max	0.6/0.9 (29)	0.04	0.05
SEA 1045	0.43/0.50	0.6/0.9	0.04	0.05
ASTM A-36(1)	0.26 max	0.6/0.9 (2)	0.04	0.05

(1) Si=0.4% max (2) Para diámetro mayores de 3/4"

Tabla 17: Especificación técnica de pernos

Fuente: TRADISA-Fierros barras lisas

Table 3.1. Anchor Rod (Rod Only) Available Strength, kips							
Rod Diameter, in.	Rod Area, A_r , in ²	LRFD $\phi R_n, \phi = 0.75$			ASD $R_n / \Omega, \Omega = 2.00$		
		Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips	Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
5/8	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
3/4	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
7/8	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
1 1/8	0.994	32.4	41.9	69.9	21.6	28.0	46.6
1 1/4	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
1 1/2	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
1 3/4	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
2	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
2 1/4	3.98	130	168	280	86.5	112	186
2 1/2	4.91	160	207	345	107	138	230
2 3/4	5.94	194	251	418	129	167	278
3	7.07	231	298	497	154	199	331
3 1/4	8.30	271	350	583	180	233	389
3 1/2	9.62	314	406	677	209	271	451
3 3/4	11.0	360	466	777	240	311	518
4	12.6	410	530	884	273	353	589

Tabla 18: Resistencia admisible de pernos de anclaje
Fuente: AISC 06-Stel Design Guide, p.27

2.2.1.3.9. Diseño de Pedestales

Los pedestales son de concreto armado los cuales deben de cumplir por diseño por cortante y carga axial. (Dávila, Orihuela, 2016, p.66).

Carga Axial

La capacidad de carga axial del pedestal no debe ser mayor a:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st} \quad - \text{RNE E060 capítulo 10.3.3.2} \quad (63)$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$\phi=0.70$ para columnas con estribos-(Arthur H. Nilson,2001, p.259)

P_n =Resistencia a la compresión de pedestal

f'_c =Resistencia a la compresión del concreto

Ag=Área del pedestal

Ast=Área de la sección transversal del refuerzo longitudinal de pedestal

fy=Fluencia del acero

Pu=Carga axial ultima.

Cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe de estar basado por diseño por resistencia

$$Vu \leq \phi Vn \quad (64)$$

$\phi=0.75$

Dónde Vu es la fuerza o cortante ultimo del pedestal, Vn es la resistencia nominal.

$$Vn = Vc + Vs \quad (65)$$

Vs: Resistencia nominal al cortante de refuerzo

$$Vc = 0.53 \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (66)$$

$$Vs = \left(\frac{As * fy * d}{s} \right)$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \quad (67)$$

Nu: carga axial

Ag=Área del pedestal

s=separación de estribos

As= área de refuerzo de estribo

bw=longitud del pedestal

d=longitud perpendicular al eje de analisis del pedestal

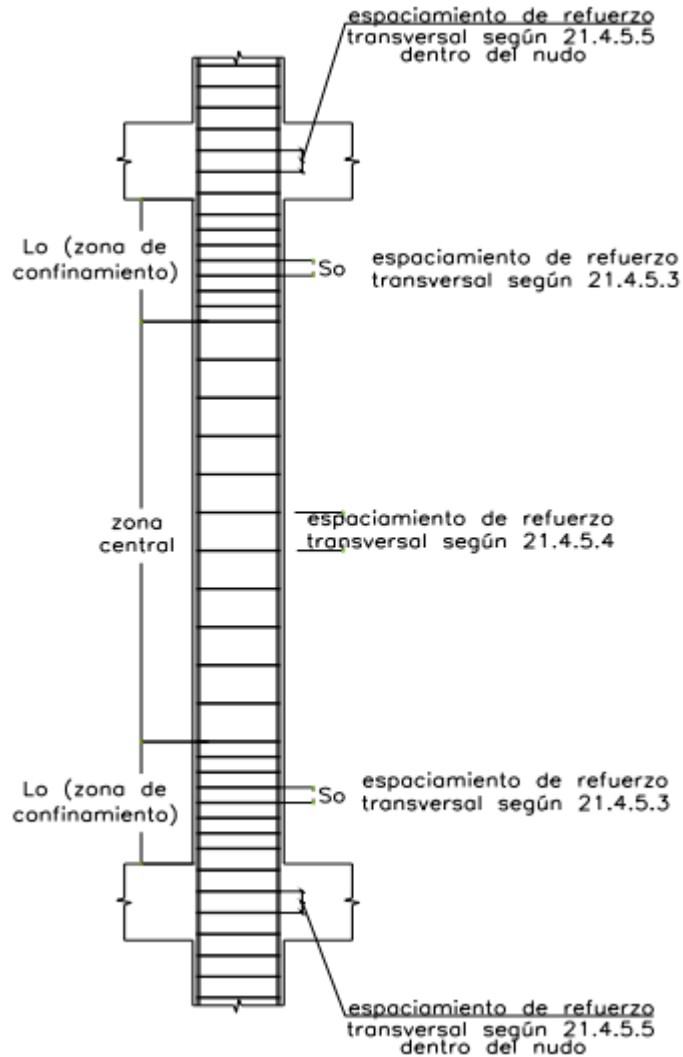


Figura 18: Requerimiento de estribos en columnas
Fuente: RNE E060-2006

2.2.1.3.10. Diseño de Zapatas

Las zapatas son elementos estructurales de concreto armado que sirven para repartir las cargas de la columna hacia el suelo de fundación. (Oviedo Sarmiento, 2016, p.259)

Para las naves industriales lo más común es una zapata aislada cuadrada porque distribuye de una mejor manera los esfuerzos de las cargas hacia el suelo de fundación.

Para el diseño de zapatas de concreto armado se usó la norma E 060 en las cuales indica que se debe de considerar cuantía mínima de $A_{smin}=0.0018*B*h_z$, recubrimiento mínimo de 7cm.

El momento se determinó en la cara del pedestal, esto es para el diseño por flexión.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad (68)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (69)$$

A_s =acero de refuerzo

M_u =momento ultimo de diseño

f_y =fluencia de acero

Diseño por punzonamiento; se realiza a una distancia a $d/2$ de la cara del pedestal

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) * \sqrt{f'_c} * b * d \leq 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad (70)$$

$$\beta_c = t/b$$

si: $\beta_c \leq 2$, entonces $V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad (71)$

$$b_o = 2(m + n)$$

$$V_u < \phi V_c$$

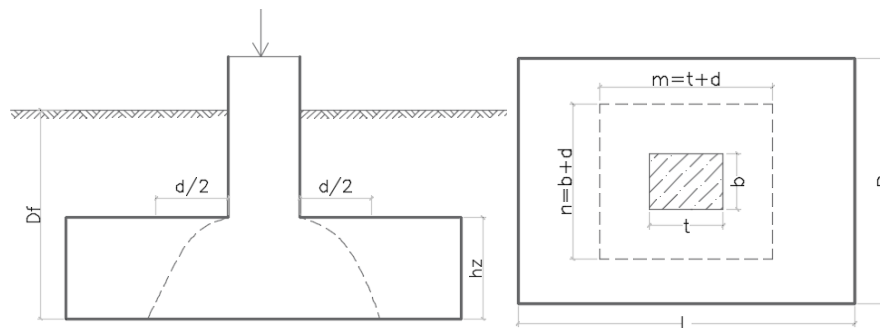


Figura 19: Zona de Punzonamiento
Fuente: Oviedo Sarmiento, 2016, p.267.

Calculo cortante ultimo por punzonamiento;

$$V_u = \sigma_u * (A - A_o) \quad (72)$$

$$\sigma_u = 1.2 * \sigma_{ue} \quad (73)$$

A=área de la zapata

A_o=área del punzonamiento

σ_u = *esfuerzo ultimo*

σ_{ue} = *esfuerzo producido por las combinaciones de carga*

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

La investigación es de tipo **aplicativo**, debido a que todos los conocimientos logrados y aprendidos son aplicadas en la vida practica obteniendo soluciones al problema planteado (Muñoz Rocha, 2015, p.86)

3.1.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación es de **tipo explicativo**, porque se centra fundamentalmente para determinar las causas y orígenes, conocer porque presentan los hechos y que los provoca. (Muñoz Rocha, 2015, p.139)

3.1.3. Diseño de Investigación

Es **no experimental** porque los variables empleados no serán manipuladas, en la que solo se puede observar los efectos de las variables (Baptista, Fernández y Sampiere,2014, p.152).

3.1.4. Enfoque de Investigación

Es un tipo de investigación **cuantitativa** lo cual está fundamentado en el análisis problemática y que la información tenga datos numéricos (Muñoz Rocha, 2015, p.86).

3.2 Variables y Operacionalizacion

3.2.1. Variable

Diseño Estructural: ver anexo 01 Matriz de Operacionalizacion

3.3 Población, muestra y muestreo

3.3.1. Población

La población para esta investigación está definida por un propósito único de estudio y que vendría ser un almacén de tipo de nave industrial.

3.3.2. Muestra

La muestra en esta investigación será una nave industrial de dimensiones de ejes simétricos de 495.00 m², ubicada en la ciudad de huamanga y el uso que va tener la nave industrial es de almacén de material de construcción. La nave industrial tendrá las siguientes características:

- luz 15.00 metros lineales
- altura 7.00 metros lineales
- dimensiones 15mx33 m
- Cobertura inclinada a dos aguas.
- Material de la cobertura y cerramiento: 4GR45
- Columnas tubulares cuadrados de acero estructural
- Tijerales que conforman bridas superior e inferior de tubos cuadrados de acero estructural.
- Diagonales y montantes de tubos cuadrados de acero estructural.
- Correas de techo de tubo cuadrado de acero estructural
- Pedestal de concreto armado
- Placa base de plancha de acero
- Zapatas aisladas de concreto armado

3.3.3. Muestreo

El muestreo es **no probabilístico de tipo intencional**, también conocidas muestras dirigidas. (Baptista, Fernández y Sampiere, 2014, p.189). La muestra es una nave industrial y para el muestreo se consideró lo siguiente.

- ✓ Cuenta con plano arquitectónico.
- ✓ La nave industrial tiene las dimensiones de 15m x 33m
- ✓ Ubicado en la ciudad de huamanga.

3.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos, Validez y Confiabilidad

3.4.1. Técnicas de Recolección de Datos

La recolección de datos para esta investigación es la observación, mediante este nos permite acumular datos suficientes con la finalidad de hacer el análisis comparativo de las fuerzas de viento y sismo en el diseño estructural de una nave industrial

3.4.2. Instrumentos de recolección de datos

Los instrumentos de recolección de datos que se usaran son; la arquitectura, las normas E-020-Cargas, E-030 Diseño Sismo resistente, la norma AISC 360-16, E-060 el software SAP2000 y SAFE 2016.

3.5 Procedimientos

El procedimiento fue validado por profesionales, ver anexo 03 al 06.

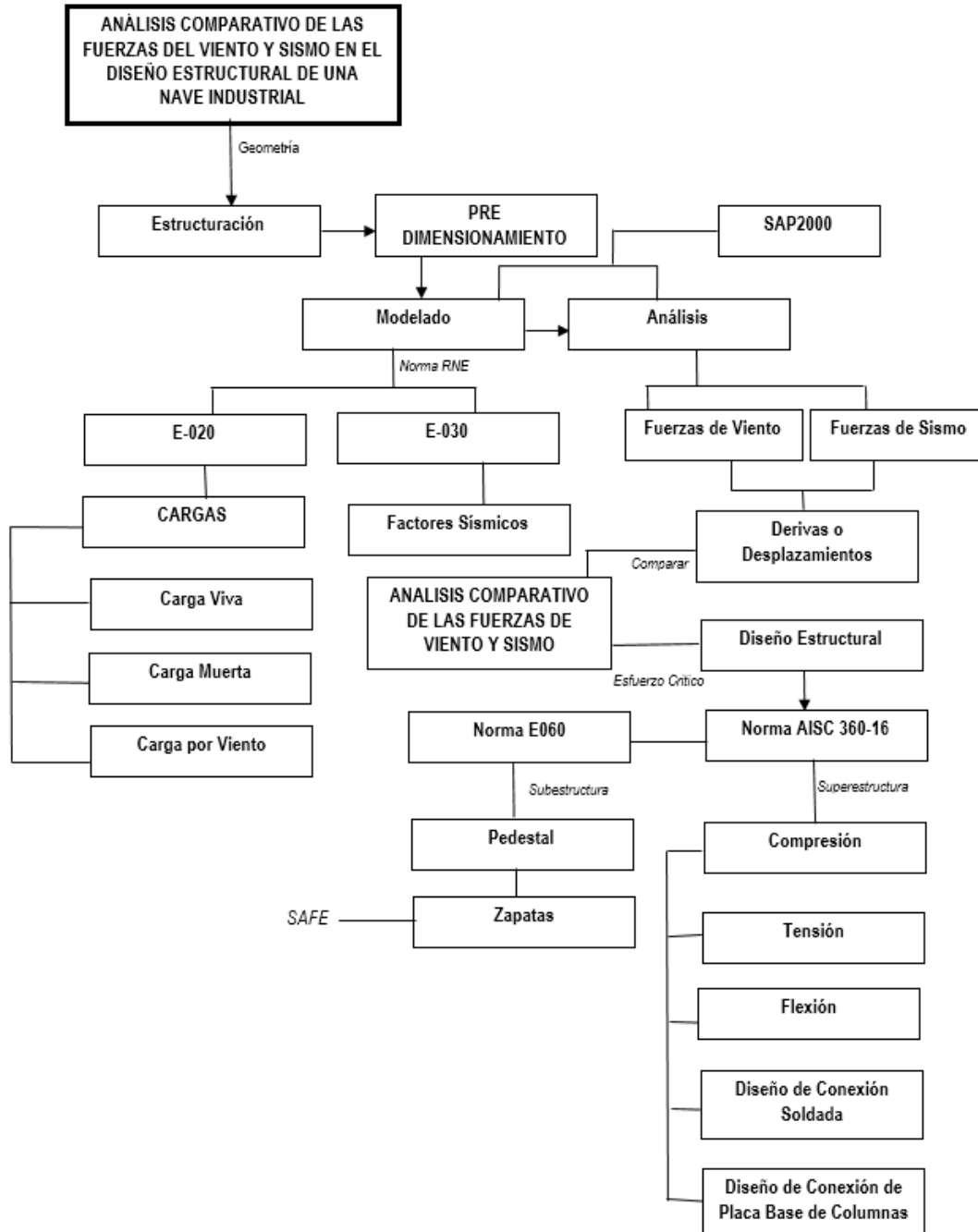


Figura 20: Procedimiento
Fuente: Elaboración Propia

3.6 Método de Análisis de Datos

La información recabada en esta investigación se desarrolló observando los resultados de los esfuerzos para luego hacer el análisis de la comparación de fuerzas de viento y sismo seguidamente desarrollar el diseño estructural. El diseño estructural se hará con el mayor esfuerzo. Toda la información recabada será trasladada al software SAP2000 y SAFE, en la cual también utilizaremos el criterio humano y las normas vigentes.

3.7 Aspectos Éticos

Mi compromiso personal es demostrar lo ético que es mi investigación demostrando fidelidad a este trabajo, las fuentes bibliográficas son confiables y están citadas. Las citas están de acuerdo a la norma ISO 690-2, la investigación está de acuerdo a la guía de elaboración del trabajo de investigación y tesis proporcionando por la Universidad Cesar Vallejo y el código de ética en investigación de la universidad-RESOLUCION DE CONSEJO UNIVERSITARIO N°0262-2020/UCV.

IV. RESULTADOS

4.1 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

4.1.1. Estructuración

Para realizar la estructuración se tomó en cuenta la tipología arquitectónica que a continuación se indican:

- ✓ Ubicación: huamanga
- ✓ área total: 495m²(15m*33m)
- ✓ luz: 15.00ml
- ✓ Altura de entrepiso:7.00ml
- ✓ Altura hasta la cubierta:9.50ml

4.1.2. Pre dimensionamiento

Para el pre dimensionamiento no existe una regla. El pre dimensionamiento son procesos iniciales en la que las dimensiones se estiman para luego ser verificados y analizados. Las secciones de los elementos estructurales serán a criterio del diseñador, este criterio se coteja con el análisis estructural apoyándonos con el software SAP 2000.

Según (Palomino Encinas,2016, p.09), indica que el ángulo de la diagonal de unión entre bridas debe de estar entre 30° a 60°

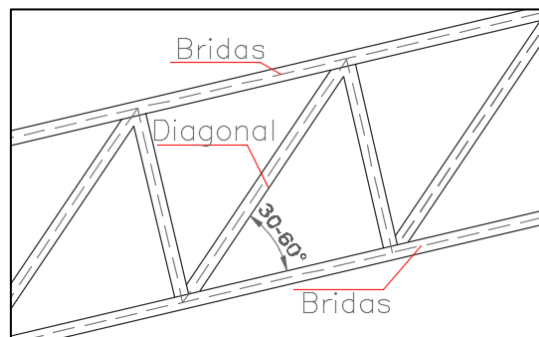


Figura 21: Apertura de ángulo de la diagonal

Fuente: *Elaboración propia*

Para (Dávila, Orihuela, 2016, p.70), el pre dimensionamiento para vigas o tijerales perimetrales es:

$$P = \frac{L}{20 \text{ o' } 23}$$

Reemplazamos y se obtiene, $p=5.5/20=0.275\text{m}$

En la figura 22 se observa la cobertura del techo de la nave industrial que constan de los tijerales principales, tijerales perimetrales, las correas y la columna metálica.

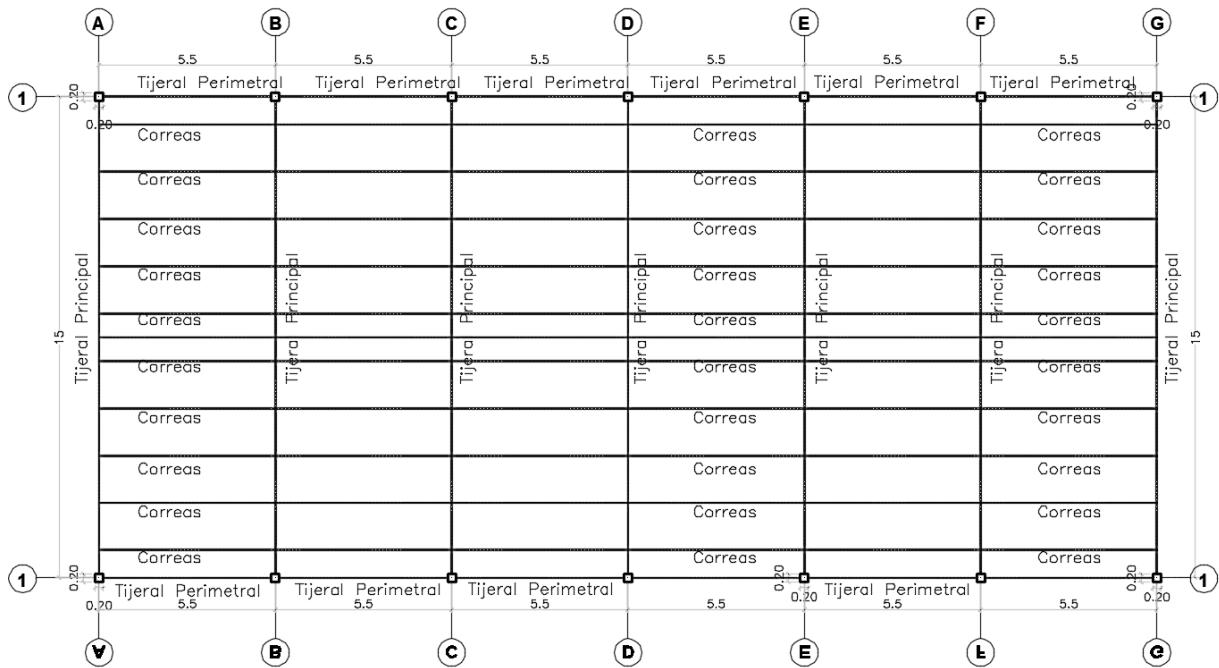


Figura 22: Planta techo nave industrial tipología arquitectónica

En la figura 23 se observa la elevación principal del tijeral principal de la nave industrial-tipología arquitectónica.

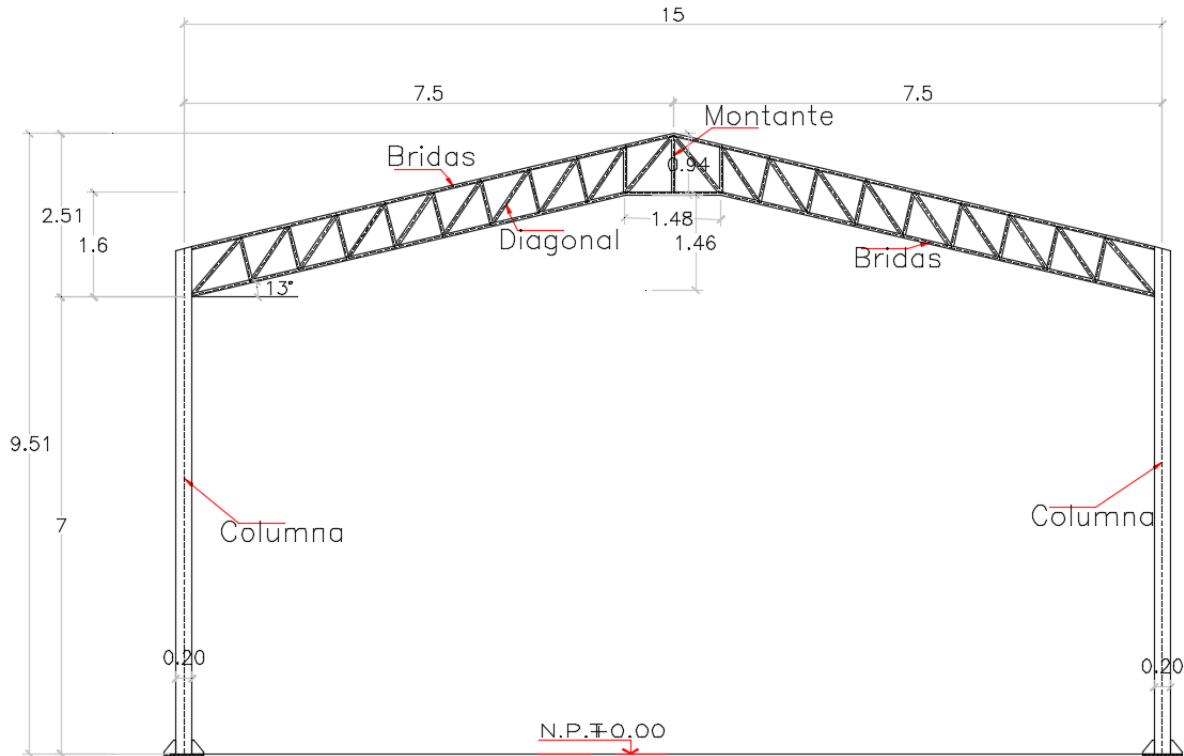


Figura 23: Elevación del pórtico principal -Tijera Principal

4.2 ANÁLISIS POR FUERZAS DE VIENTO Y SISMO

Para el modelamiento se usó el software SAP 2000.

Material: ASTM A-500

$F_y = 3235.0 \text{ kg/cm}^2$

$F_u = 4360.0 \text{ kg/cm}^2$

4.2.1. Análisis por Fuerzas de Viento

En este capítulo se realizará el análisis por fuerzas de viento aplicando la carga muerta, carga viva y carga de viento.

Cargas Muertas

Elemento	Carga Muerta (CM)
Cobertura 4GR45	4.55kg/m ²
Luminarias	15kg/m ²
Total de carga muerta	19.55kg/m ²

Tabla 19: carga muerta para asignación en cobertura

Fuente: Elaboración Propia

La Cobertura 4GR45 comercializa la distribuidora ESCUDERO, para la nave industrial se usará un espesor de 0.5mm, este espesor tiene un peso de 4.55kg/m².

Para las luminarias se consideró 15kg/m², en la cual incluye el peso propio de la luminaria y de los accesorios. Carga muerta total es de 19.55kg/m². (Cáceres, Goñi,2018, p.39).

En la figura 24 se observa la asignación de la carga muerta al SAP 2000 de 19.55kg/m², los cuales actuaran en los tijerales luego transmitirlo las columnas. La carga total en los tijerales es 107.53 kg/m, la distribución de la carga fue considerando el ancho tributario del tijeral principal.

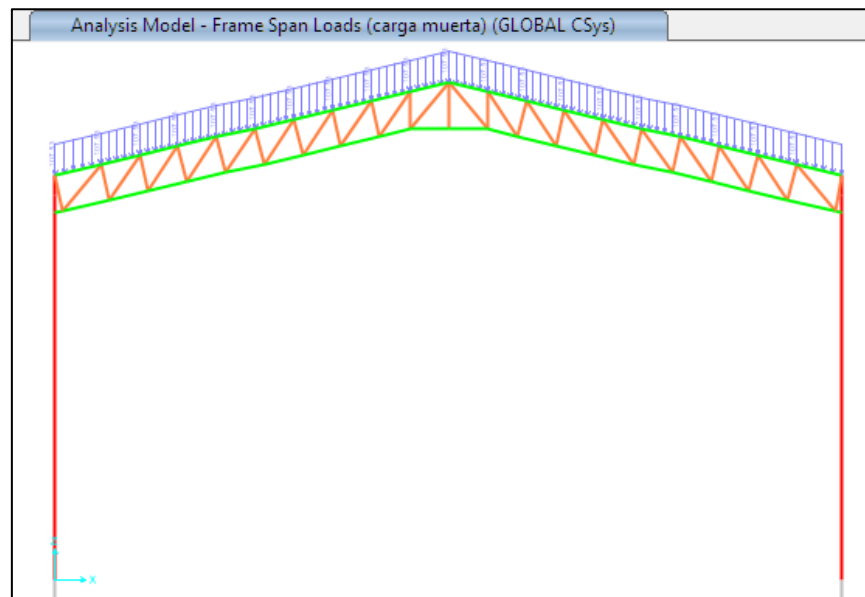


Figura 24: Asignación de la carga muerta -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

Carga Viva

Según el RNE E020 artículo 7.1 sección B, ver capítulo de la tesis 2.2.1.1.2

$\varnothing=13^\circ$ inclinación del techo respecto a la horizontal

$$CV=100-5(\varnothing-3)$$

$$CV=100-5(13-3) =50\text{kg/m}^2$$

En la figura 25 se observa la asignación de la carga viva al SAP 2000 de 50.0kg/m², los cuales actuaran en los tijerales y transmitirlo hacia las columnas. La carga total en los tijerales es 275 kg/m, la distribución de la carga fue considerando el ancho tributario del tijeral.

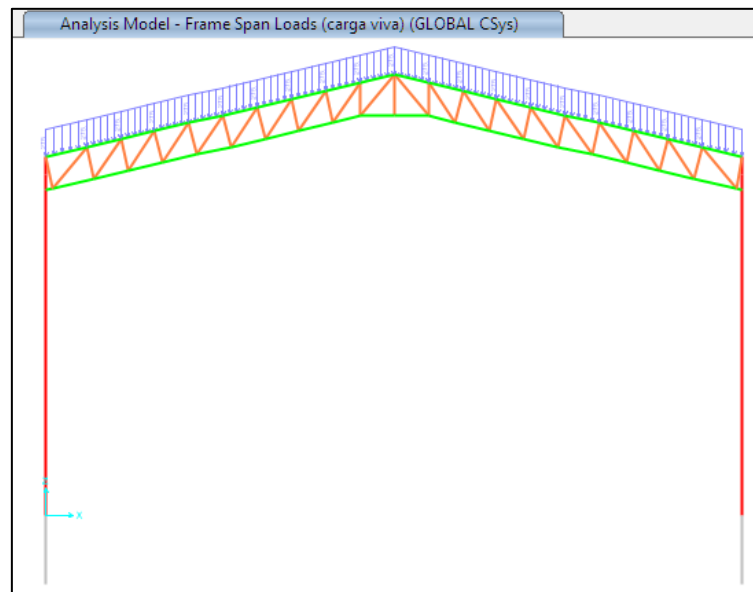


Figura 25: Asignación de la carga viva -SAP 2000

Carga de Viento

Datos:

Velocidad de viento-huamanga, $V=70\text{km/hr}$

h =altura de la nave industrial=9.50m

Velocidad de diseño de Viento

$$V_h = V(h/10)^{0.22} \quad V_h = 75\text{km/hr}$$

Cargas Exteriores

Esta carga se refiere a la presión y succión ocasionado por las fuerzas del viento y que actuaran perpendicularmente a la superficie.

$$P_h = 0.005 * C * V_h^{0.22}$$

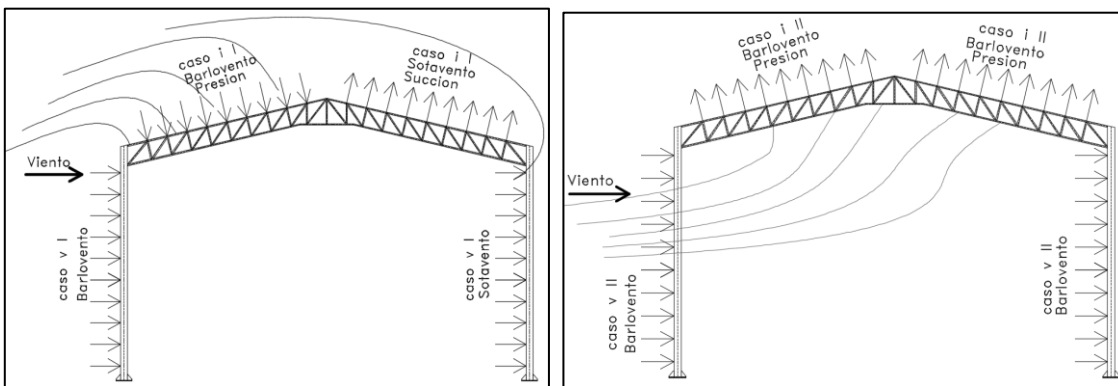
Las cargas de viento serán aplicadas a la nave industrial considerando las indicaciones de la norma E020 (Barlovento y Sotavento). Las consideraciones tomadas para las fuerzas de viento para esta tesis es la siguiente:

- a) Superficie Inclinada menores de 15° o menos: $C=0.30$ (barlovento-Presión), $C=-0.6$ (sotavento-Succión), consideramos 03 casos de viento, en el primero caso denotado como caso i I es donde el viento actúa de la parte de izquierda sobre la cobertura inclinado de la nave industrial ocasionando presión y succión en la cobertura. Segundo caso denotado como caso i II, el viento actúa por la parte frontal e interior de la nave industrial provocando una presión negativa en la cobertura. Tercer caso denotado como caso i III, el viento actúa de la parte derecha sobre la cobertura inclinada de la nave industrial provocando una presión y succión sobre la cobertura. ver figura 26 (a), (b), (c)
- b) Superficie Vertical: $C=0.8$ (barlovento-presión), $C=-0.6$ (sotavento-succión), consideramos 03 casos, el primer caso denominado caso v I, el viento actúa del lado izquierdo perpendicularmente sobre el cerramiento de la nave industrial provocando una presión y succión de los lados del cerramiento izquierdo y derecho respectivamente. Segundo caso denominado como caso v II el viento actúa por la parte frontal e interior de la nave industrial hacia los cerramientos de la nave industrial provocando una presión en el interior de la nave industrial. Tercer caso denominado caso v III, el viento actúa de la parte derecha perpendicularmente sobre el cerramiento de la nave industrial provocando una presión y succión hacia

los lados del cerramiento derecha e izquierda respectivamente. ver figura 26 (a), (b), (c)

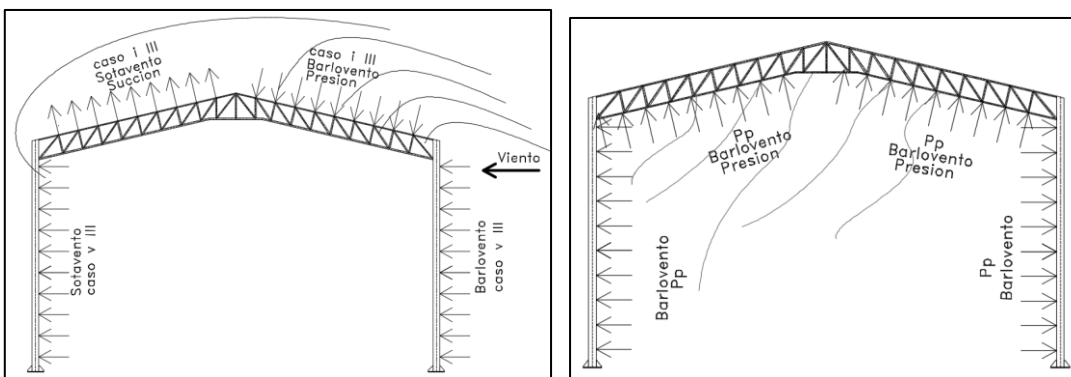
c) Superficies vertical o inclinadas paralelas a la dirección del viento, $C=-0.7$ (barlovento), $C=-0.7$ (sotavento), para este caso de carga de viento se consideró un solo caso denominado P_p , el viento actúa en la dirección del viento por la parte frontal e interior hacia el cerramiento y el techo inclinado provocando una presión negativa sobre el área. ver figura 26 (d)

En las figuras 26 se observa los casos de las fuerzas del viento que actuarán sobre la nave industrial



(a). caso de viento, caso i I y caso v I

(b). caso de viento, caso i II y caso v II



(c). caso de viento, caso i III y caso v III

(d). caso de viento paralelo, caso Pp

Figura 26: Carga Exterior de Viento.

Fuente: Elaboración propia

Asignación de las cargas de viento

Las cargas de viento actuarán en los tejados luego transmitirlo hacia las columnas.

C=factores de forma, para esta tesis se utilizó para superficies inclinadas a 15° o menos, $C=0.3$ (barlovento), $C=-0.6$ (sotavento), ver tabla 06.

Caso i I = $8.44(\text{Kgf/m}^2)$ Izquierda - BARLOVENTO $C=0.3$

Caso i I = $16.88(\text{Kgf/m}^2)$ Derecha - SOTAVENTO $C=-0.6$

En la figura 27 se observa la asignación de las cargas de viento caso i I, presión y succión (barlovento y sotavento).

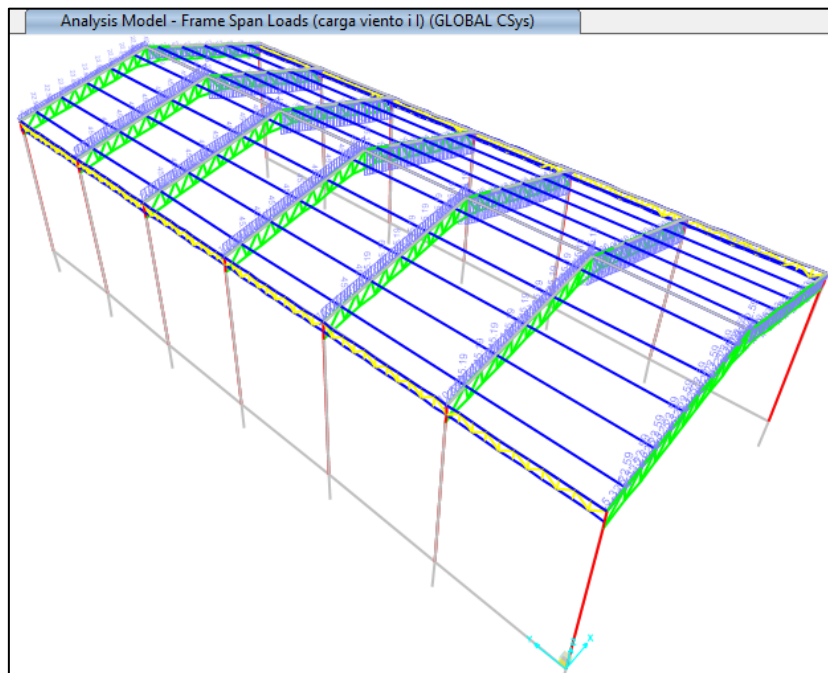


Figura 27: Asignación de la carga de viento caso i I -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

Caso i II = $-8.44 (\text{Kgf/m}^2)$ Ambos lados- BARLOVENTO $C=-0.3$

En la figura 28 se observa la asignación de las cargas de viento caso i II, presión (barlovento).

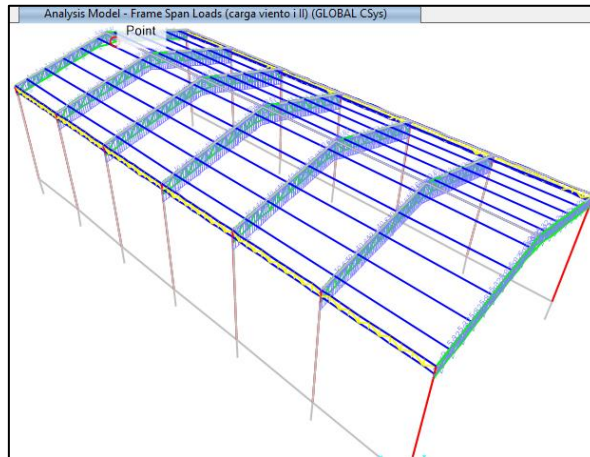


Figura 28: Asignación de la carga de viento caso i II -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

Caso i III=8.44 (Kgf/m²) Derecha - BARLOVENTO C=0.3

Caso i III=-16.88 (Kgf/m²) Izquierda - SOTAVENTO C=-0.6

En la figura 29 se observa la asignación de las cargas de viento caso i III, presión y succión (barlovento y sotavento).

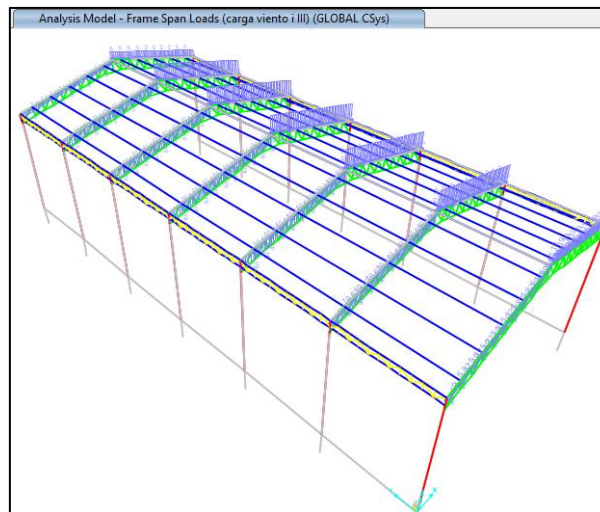


Figura 29: Asignación de la carga de viento caso i III -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

Las cargas de viento actuaran directamente en la columna

C=factores de forma, para esta tesis se utilizó para superficies vertical, C=0.8 (barlovento), C=-0.6 (sotavento), ver tabla 06.

Caso v I=22.50 (Kgf/m²) Izquierda - BARLOVENTO C=0.8

Caso v I =-16.88 (Kgf/m²) Derecha - SOTAVENTO C=-0.6

En la figura 30 se observa la asignación de las cargas de viento caso v I, presión y succión (barlovento y sotavento).

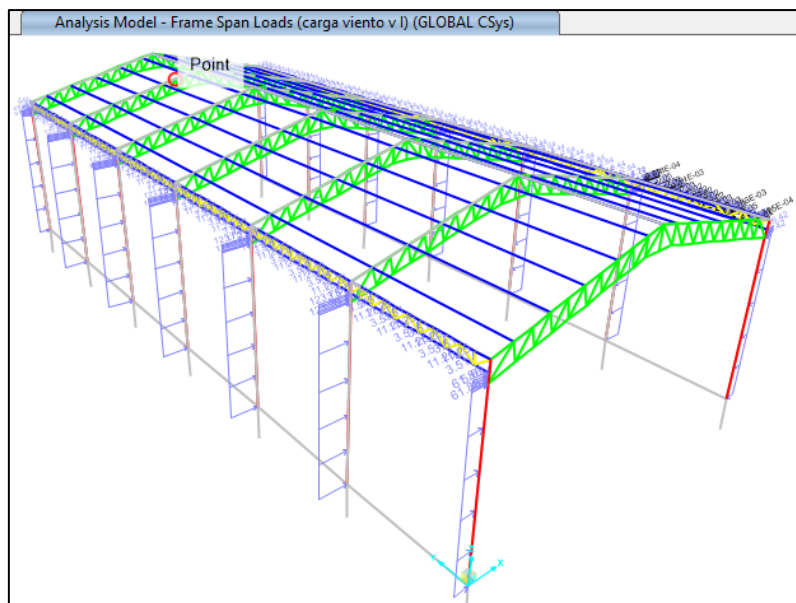


Figura 30: Asignación de la carga de viento caso v I -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

En la figura 31 se observa la asignación de las cargas de viento caso v II, (barlovento).

Caso v II = -22.50 (Kgf/m²) Ambos lados- BARLOVENTO C=-0.8

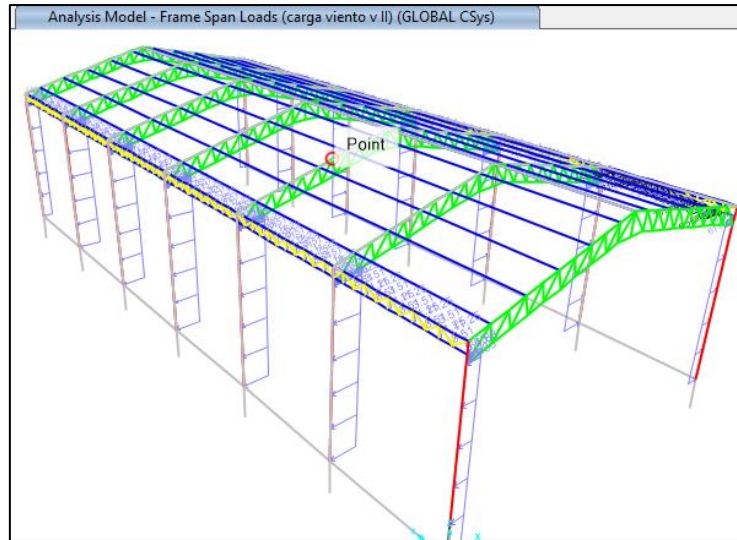


Figura 31: Asignación de la carga de viento caso v II -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

En la figura 32 se observa la asignación de las cargas de viento caso v III, presión y succión (barlovento y sotavento).

Caso v III =22.50 (Kgf/m²) Derecha - BARLOVENTO C=0.8

Caso v III =-16.88(Kgf/m²) Izquierda - SOTAVENTO C=-0.6

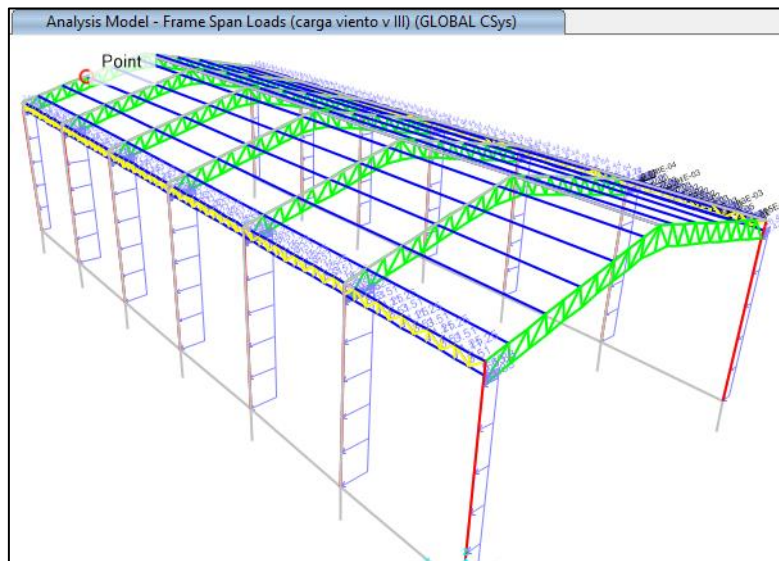


Figura 32: Asignación de la carga de viento caso v III -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

C=factores de forma, para esta tesis se utilizó para superficies vertical o inclinadas paralelas a la dirección del viento, $C=-0.7$ (barlovento), $C=-0.7$ (sotavento), ver tabla 06.

En la figura 33 se observa la asignación de las cargas de viento paralelas, el viento tendrá una fuerza de presión negativa sobre los cerramiento y techo.

$P_p=-19.69$ (Kgf/m²) - BARLOVENTO $C=-0.7$

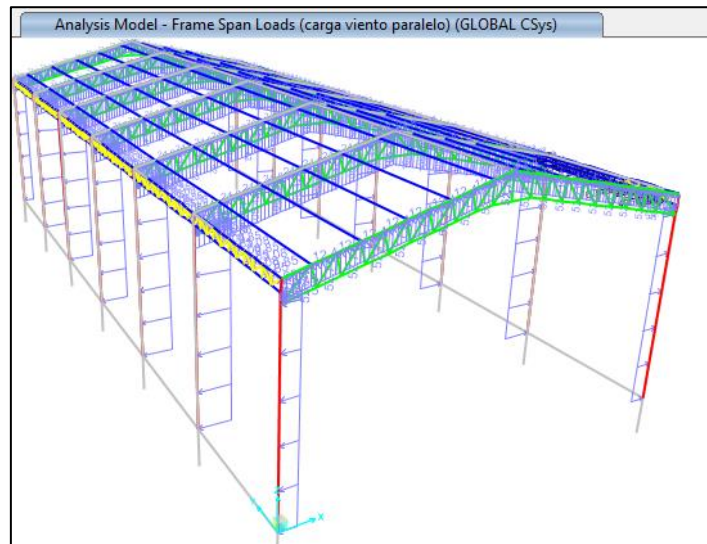
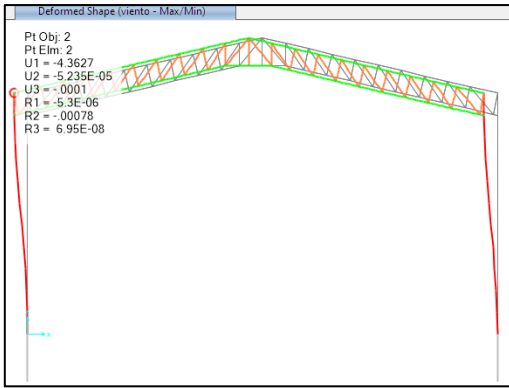


Figura 33: Asignación de la carga de viento paralelas -SAP 2000
Fuente: Elaboración propia

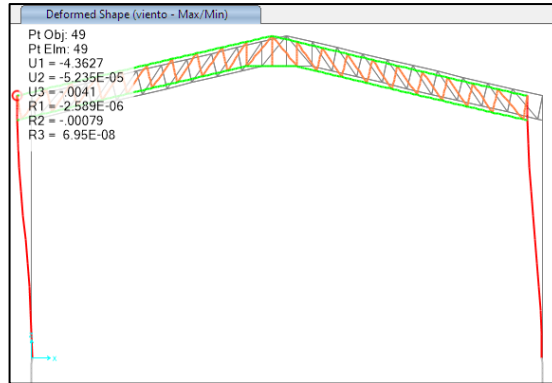
4.2.1.1. Derivas o desplazamiento por Fuerzas de Viento

La nave industrial se modela a partir del modelo matemático generado en el software SAP2000, los elementos modelados es de tipo frame. Se muestran los resultados de los desplazamientos producidos por las fuerzas de viento.

En la figura 34 se observa el desplazamiento provocado por las fuerzas del viento.



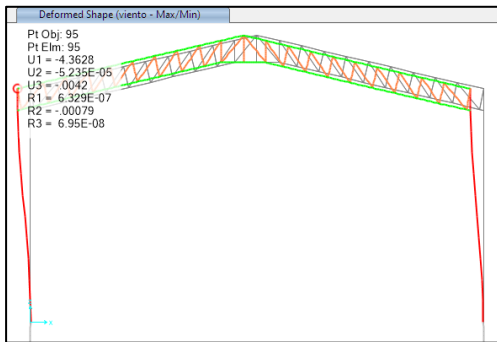
Eje A-A



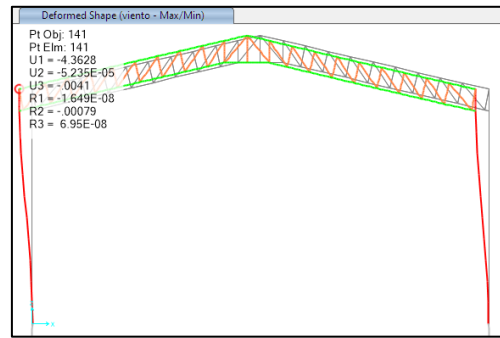
Eje B-B

Figura 34: Deformación por fuerzas de viento eje A y B -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia



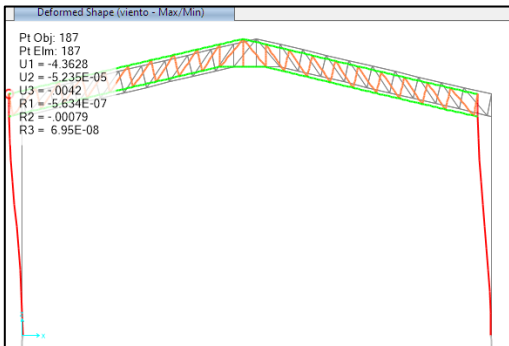
Eje C-C



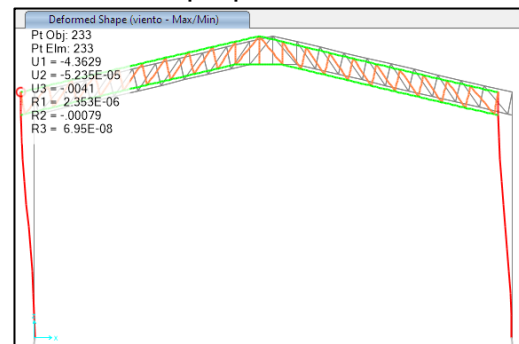
Eje D-D

Figura 35: Deformación por fuerzas de viento eje C y D -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia



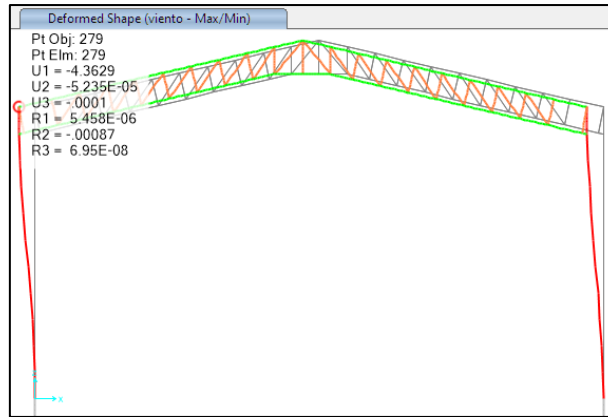
Eje E-E



Eje F-F

Figura 36: Deformación por fuerzas de viento eje E y F -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia



Eje G-G

Figura 37: Deformación por fuerzas de viento eje G -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

En el artículo 24 del RNE E 020 indica lo siguiente para desplazamientos laterales; para desplazamientos laterales máximos causados por fuerzas de viento será el 1% de la altura de la edificación.

Altura de entrepiso=7.00m

Límite Máximo de desplazamiento lateral= $1 \cdot 7 / 100 = 0.07$

Para la obtención de la deformación y/o desplazamiento se realizó una combinación de los casos de viento.

Viento(envolvente)=carga viento caso i I, carga viento ill, carga viento ill, carga viento v I,carga viento v II, carga viento v III, carga viento paralelas; como se muestra en la figura 38

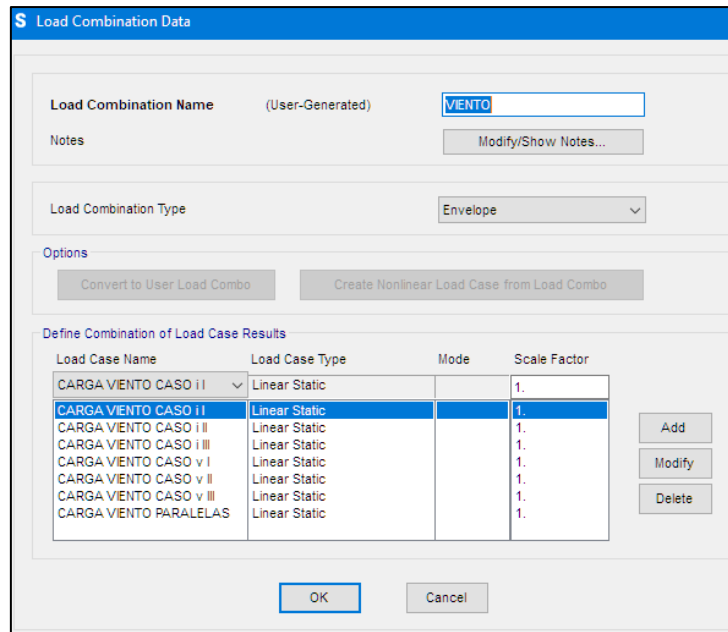


Figura 38: Combinación de cargas de viento -SAP 2000
Fuente: Elaboración propia

En la tabla 20 se observa las derivas producidas por las fuerzas de viento, obtenidos del análisis en el software SAP 2000 en cada eje de la nave industrial, deriva elástica es de 0.00623 lo cual está dentro del límite que es de 0.07 indicados en la RNE E 020.

Eje	H(cm)	Desp.Max(cm)	Deriva.elast.	Deriva elástica admisible (E 020)	Verificación
A-A	700	4.3627	0.00623	0.07	CUMPLE
B-B	700	4.3627	0.00623	0.07	CUMPLE
C-C	700	4.3628	0.00623	0.07	CUMPLE
D-D	700	4.3628	0.00623	0.07	CUMPLE
E-E	700	4.3628	0.00623	0.07	CUMPLE
F-F	700	4.3629	0.00623	0.07	CUMPLE
G-G	700	4.3629	0.00623	0.07	CUMPLE

Tabla 20: Derivas Elásticas producidas por efectos de viento
Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Análisis por Fuerzas de Sismo

Las definiciones de los parámetros sísmicos se encuentran en el capítulo 2.2.1.1.1, estos factores servirán para la construcción del espectro de respuesta.

$Z=0.25$, Zona sísmica 2-Huamanga

$U=1.00$, Factor de Uso (depósitos e instalaciones industriales)

$S=1.2$, Factor de Suelo (Suelos Intermedios)

$C=2.5$, Coeficiente de Amplificación Sísmica

$R=4$, Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, RNE E 030

$T_p=0.60$, periodo que define la plataforma del factor C.

$T_I=2.0$, periodo que define el inicio de la zona del factor C.

En la figura 39 se observa la construcción de espectro de respuesta con los parámetros sísmicos descritos anteriormente.

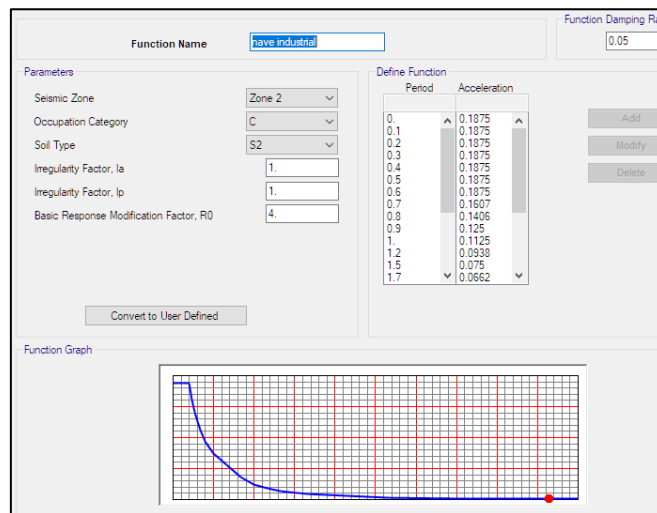


Figura 39: Espectro de respuesta -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

En la figura 40 se observa la definición de cargas de sismo dinámico, esta carga tendrá un efecto que ocasionará el desplazamiento de la nave industrial.

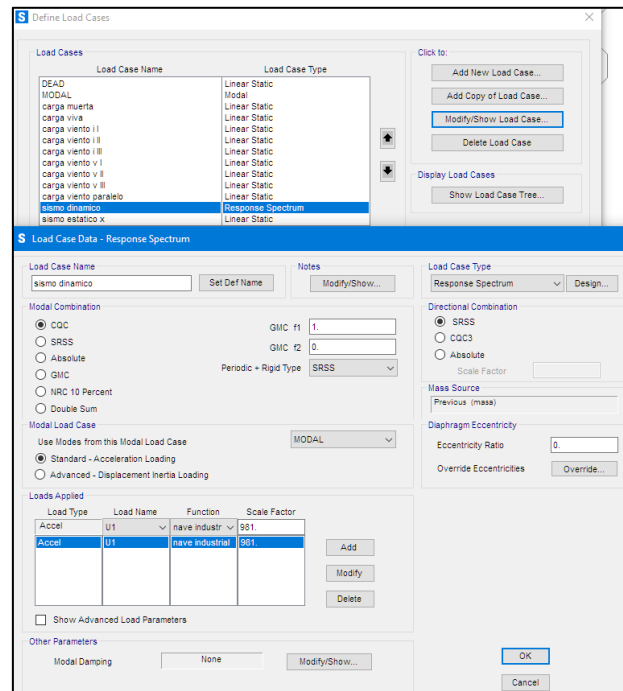


Figura 40: Carga de Sismo Dinámico -SAP 2000
Fuente: Elaboración propia

4.2.2.1. Derivas o desplazamiento por Fuerzas de Sismo

Se muestran los resultados de los desplazamientos producidos por las fuerzas de sismo. Obtenidos del modelo matemático del software SAP 2000.

En la tabla 21 se observa las derivas elásticas e inelásticas producidos por las fuerzas de sismo obtenidas del análisis en el software SAP2000, se observa el desplazamiento por cada eje. La deriva elástica es de 0.0043, la deriva inelástica 0.0129, el límite de la deriva inelástica indicado en la norma E 030 es 0.01, indica también que este valor podría ser el doble para edificaciones industriales, con esa indicación la deriva inelástica está dentro del parámetro. La deriva inelástica se calcula multiplicando 0.75 por el valor de R y la deriva elástica

Eje	H(cm)	Desp.Max(cm)	Deriva.elastica	Deriva inelastica	Limite, RNE (E 030)	Verificacion
A-A	700	3.039	0.0043	0.0129	0.02	CUMPLE
B-B	700	3.039	0.0043	0.0129	0.02	CUMPLE
C-C	700	3.039	0.0043	0.0129	0.02	CUMPLE
D-D	700	3.039	0.0043	0.0129	0.02	CUMPLE
E-E	700	3.039	0.0043	0.0129	0.02	CUMPLE
F-F	700	3.039	0.0043	0.0129	0.02	CUMPLE
G-G	700	3.039	0.0043	0.0129	0.02	CUMPLE

Tabla 21: Derivas Elásticas e inelásticas producidas por efectos de sismo

Fuente: Elaboración Propia

4.3 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DE VIENTO Y SISMO

De acuerdo al modelo matemático de la nave industrial, la estructura tiene desplazamiento máximo provocados por las fuerzas de viento, la fuerza sísmica tiene un comportamiento que actúa de forma horizontal y vertical, en esta tesis se realizó el análisis de una nave industrial por lo que las fuerzas horizontales son predominantes actuando directamente en las columnas haciendo que tengan máximos desplazamientos. El análisis se realizó en la dirección X es en esta dirección que la estructura es desfavorable ante estas fuerzas, el análisis sísmico se realizó con los parámetros sísmicos descritos, el espectro de respuesta está relacionado con la aceleración, y la respuesta dado a la estructura es la fuerza sísmica que ocasiona esos desplazamientos, el elemento en contener esta fuerza seria las columnas. El viento ocasiona fuerzas que actuaran en dirección del mismo hacia la superficie de contacto, en este análisis por las fuerzas de viento se observa que el desplazamiento máximo es mayor a las fuerzas de sismo, los desplazamientos máximos se evalúan en elementos verticales los cuales darán estabilidad a la estructura y no así en elementos horizontales. La fuerza de viento actúa en la dirección a la superficie de contacto, la fuerza es idealizado como carga distribuida y cargada al elemento horizontal y vertical es por esta razón la fuerza de viento actúa como una carga, esta carga depende de las velocidades de viento y la altura de la edificación. Las fuerzas de sismo actúan a partir de un espectro de respuesta y estas están relacionadas a la aceleración sísmica

y masa de la estructura y originan una energía y vibración ocasionando fuerzas laterales, es por esta razón en el análisis por fuerzas de sismo el desplazamiento o deriva elástico es menor a las fuerzas de viento, las fuerzas de sismo tendrán importancia en estructuras de mayor peso.

En la tabla 22 se observa el resumen del análisis de las fuerzas de viento y de las fuerzas de sismo, llegamos a concluir que las fuerzas de viento ocasionan una deriva elástica de 0.00623, las fuerzas de sismo una deriva elástica de 0.0043, entonces la fuerza de viento ocasiona un mayor desplazamiento en estructuras de nave industrial que tiene características de ser livianas en peso, esto hace que la fuerza de viento tenga mayor incidencia en esta estructura.

La influencia del análisis por las fuerzas de sismo es de 21.5% con respecto a los desplazamientos laterales o derivas elásticas, esto tomando en cuenta las limitaciones descritos en las normas E.030. La influencia del análisis por las fuerzas de viento es de 62.3% con respecto a las derivas elásticas tomando en cuenta las limitaciones indicados en la norma E.020 y relacionando con las limitaciones mínimas de la norma E .030

Fuerza	H(cm)	Desplazamiento Max(cm)	Deriva Elástica/Inelástica	Deriva Admisible Elástica/Inelástica	% INFLUENCIA
Fuerzas de Viento	700	4.3627	0.00623	0.01(Norma E.020)	62.3%
Fuerzas de Sismo	700	3.039	0.0043	0.01(Norma E.030)	21.5%

Tabla 22: Comparativo de las fuerzas de viento y sismo

Fuente: Elaboración Propia.

El viento ocasiona esfuerzos críticos a los elementos resistentes de la nave industrial, con estos esfuerzos se diseñarán los elementos estructurales.

4.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se realizará el diseño de los elementos estructurales de la nave industrial haciendo uso de las normas AISC 360-16, E060.

Control de Deflexiones

Vigas y Correas (deflexión vertical, carga muerta más carga viva) = $L/240$

Vigas y Correas (deflexión vertical, carga viva) = $L/360$. (Diaz, Estrada. 2019, p.40)

En la figura 41 se observa el control de deflexiones (a) por carga viva de 0.1548cm lo cual es menor a lo establecido de, $750/360=2.08\text{cm}$, deflexión (b) por carga viva más carga muerta es 0.2726cm también es menor a lo establecido a $750/240=3.125\text{cm}$

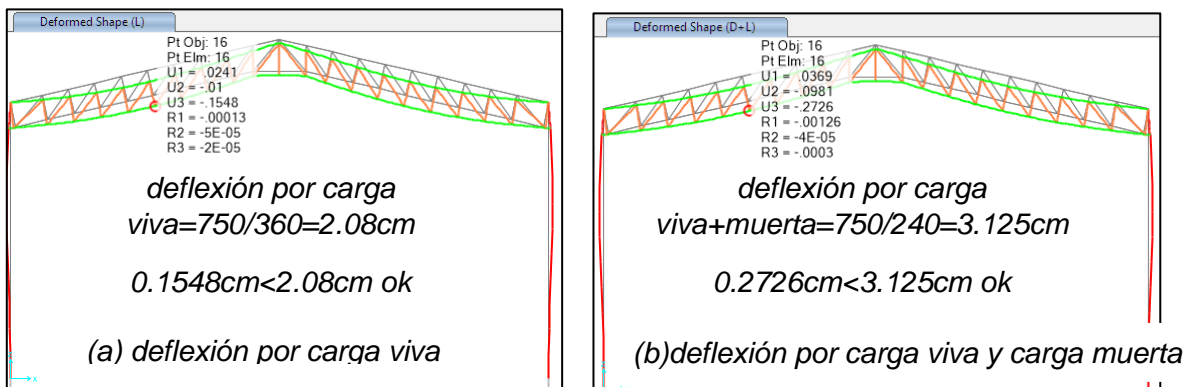


Figura 41:(a) y (b) Deflexiones -SAP 2000

Fuente: Elaboración propia

4.4.1. Diseño de Elementos Estructurales

El diseño estructural de los elementos estructurales de la nave industrial se realizará con los esfuerzos críticos ya analizados en los capítulos anterior y tomando las consideraciones necesarias de las combinaciones de carga descritos en la sección 2.2.1.3.3.

4.4.1.1. Diseño de Columnas

El diseño de columnas se realiza con el esfuerzo crítico de la combinación descritos anteriormente.

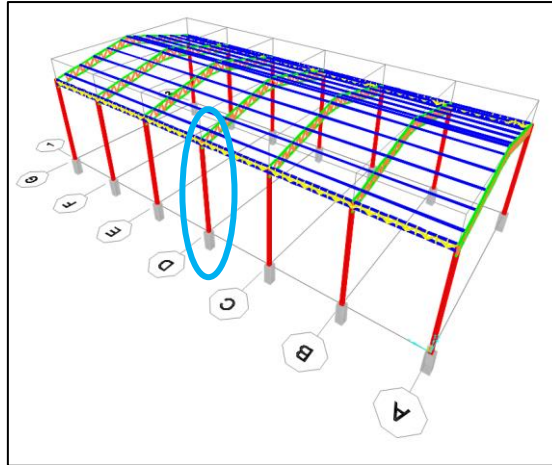


Figura 42: Columna seleccionado para el diseño
 Fuente: Elaboración propia

Sección	HSS8"X8"X4.5mm	
Módulo de elasticidad (E)	2038901.8	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia (Fy)	3235	kg/cm ²
Esfuerzo de ruptura (Fu)	4360	kg/cm ²
Factor de reducción(Ø)	0.9	

Tabla 23: Características de la columna metálica
 Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 24 se observa la combinación de cargas que es obtenido del software SAP2000, con el valor máximo de la combinación se realizara el diseño de la columna.

Combinación	Axial(kgf)	V2(kgf)	M3(kgf.m)
1.4D	4250.17	31.35	140.27
1.2D+1.6L	6949.78	86.2	387.52
1.2D+1.6L+0.8WIl	7059.2	208.81	789.38
1.2D+1.3WIl+0.5L	4854.17	244.66	857.2
1.2D+E+0.5L	4998.84	421.38	1436.71
1.2D-E+0.5L	4998.84	421.38	1509.62
0.9D+1.3WIl	2910.05	219.4	790.39
0.9D+E	3054.52	396.12	1446.57
0.9D-E	3054.72	396.12	1446.57
1.2D+1.6L+0.8WIII	6949.76	86.14	385.25
1.2D+1.6L+0.8WIIII	7277.95	453.73	1581.18
1.2D+1.6L+0.8WvI	6797.5	578.47	1332.75
1.2D+1.6L+0.8WvII	6949.23	454.5	662.01
1.2D+1.6L+0.8WvIII	7102.19	658.88	1651.54
1.2D+1.6L+0.8WP	6949.26	408.36	605.84
1.2D+1.3WIII+0.5L	4676.34	45.31	202.69
1.2D+1.3WIIII+0.5L	5209.64	642.65	2332.44
1.2D+1.3WvI+0.5L	4428.92	1034.67	2402.07
1.2D+1.3WvII+0.5L	4675.47	643.89	839.4
1.2D+1.3WvIII+0.5L	4924.04	976.01	2447.4
1.2D+1.3Wp+0.5L	4675.52	568.92	748.14
0.9D+1.3WIl	2732.23	20.06	89.73
0.9D+1.3WIIII	3265.52	617.39	2269.38
0.9D+1.3WvI	2484.8	1059.93	2465.13
0.9D+1.3WvII	2731.35	618.64	776.34
0.9D+1.3WvIII	2979.92	950.75	2384.34
0.9D+1.3Wp	2731.41	543.66	685.08
MAXIMO	7277.95	1059.93	2465.13

Tabla 24: Combinación de cargas

Fuente: Elaboración Propia

Diseño de Compresión

Determinamos la clasificación de la sección, sección esbelta, no esbelta, según la tabla 13

$$\lambda = b/t = (20.32 - 0.45) / 0.45 = 44.15 \quad (26-2)$$

$$\lambda r = 1.4 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.4 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 35.15$$

$\lambda r < \lambda$ Sección Esbelta

Para hallar la compresión nominal Pn, se calcularán con la fórmula de Miembros con elementos esbeltos.

$$Pn = Ae * Fcr \quad (26-1)$$

$$Ae = (b - be)t$$

calculamos la tensión critica, Fcr

$$a). \text{ cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad (22)$$

r=radio de giro, cm

L=longitud, cm

$$1*700/8.14 \leq 4.71 \sqrt{2038901.8/3235}$$

89.99 ≤ 118.24... Ok, el Fcr se calcula con la ecuación (23)

$$Fcr = (0.658^{Fy/Fe}) Fy$$

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.80}{\left(\frac{700}{8.14}\right)^2} = 2720.97$$

$$Fcr = (0.658^{3235/2720.97}) * 3235 = 1966.80 \text{ kg/cm}^2$$

para hallar el valor de be; calcular con:

$$\lambda \leq \lambda r * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad be = b \quad (26-3)$$

$$\lambda = 44.15$$

$$\lambda r = 35.15$$

$$44.15 \leq 35.15 * 1.28$$

$$44.15 \leq 45.00 \quad \text{entonces } be = b$$

$$be = b = 19.87 \text{ cm}$$

$$Ae = be * t = 19.87 * 0.45 = 8.94 \text{ cm}^2$$

Entonces la compresión nominal es:

$$Pn = Ae * Fcr = 9.84 * 1966.80$$

$$Pn = 17583.192 \text{ kg}$$

$$Pu = 7277.95 \text{ kg}$$

$$Pu < \phi Pn = 7277.95 < 0.9 * 17583.192 \quad (21)$$

$$7277.95 \text{ kg} < 15824.87 \text{ kg} \quad \text{Ok, Cumple}$$

Diseño por Flexión

Fluencia

Calculo de la resistencia de flexión nominal Mn

$$Mn = Fy * Z \quad (27)$$

$$Z = 266.547 \text{ cm}^3$$

$$Mn = 3235 * 266.547 = 8622.80 \text{ kg} - m$$

Pandeo Local de ALA

$$Mn = Fy * Se \quad (28 - 1)$$

Se = Modulo de sección efectiva, cm³ se calcula con be:

$$be = 1.92tf \sqrt{\frac{E}{Fy}} \left(1 - \frac{0.38}{\frac{b}{tf}} \sqrt{\frac{E}{Fy}}\right) \quad (29)$$

Determinamos si la sección es compacta, no compacta, esbelta y no esbelta, con la siguiente expresión:

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad \text{Sección no Compacta}$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{Sección Compacta}$$

$$\lambda_r < \lambda \quad \text{Sección Esbelta}$$

ALA

Según la tabla 13 y 14

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{19.87}{0.45} = 44.15$$

$$\lambda_p = 1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 28.12$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 35.15$$

$$\lambda_r < \lambda, \quad 35.15 < 44.15 \quad \text{Sección Esbelta}$$

Para poder hallar el momento resistente por pandeo local de Ala, calcularemos el valor S_e , con b_e ;

$$b_e = 1.92 * 0.45 \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} \left(1 - \frac{0.38}{\frac{19.87}{0.45}} \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} \right) = 17.01 \text{ cm} < b$$

Calculo de S_e (módulo de la sección efectiva)

$$S_e = \frac{I}{y} \quad I = \text{Inercia}$$

$$I = b_e * \frac{h^3}{12}$$

$$I = \frac{17.01 * 19.87^3}{12} - \frac{(17.01 - 2 * 0.45) * (19.87 - 2 * 0.45)^3}{12} = 1955.65 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{19.87}{2} = 9.94 \text{ cm}$$

$$Se = \frac{1955.65}{9.94} = 196.75 \text{ cm}^3$$

$$Mn = Fy * Se = 3235 * 196.75 = 6364.86 \text{ kg} - \text{m}$$

para la resistencia a flexión nominal se escoge el menor valor de Mn:

entonces el menor valor es:

$$Mn = 6364.86 \text{ kg-m}$$

$$Mu = 2465.13 \text{ Kg-m, Resistencia ultima a flexión}$$

$$Mu < \emptyset Mn$$

$$2465.13 < 0.90 * 6264.86$$

$$2465.13 < 5638.37, \text{ Cumple OK}$$

Verificación de la capacidad de la carga axial y flexión

Tomaremos como referencia la norma AISC 360-16, el capítulo H.

Hallamos la relación de las fuerzas axiales

$$Pr/Pc$$

$$Pc = \emptyset c Pn = 0.90 * 17583.192 = 15824.87 \text{ kg}$$

$$Pr = Pu = 7277.95 \text{ kg}$$

Entonces la relación sería:

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{7277.95}{15824.87} = 0.46$$

La relación es mayor que 0.2, entonces usamos la formula siguiente,

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0 \quad (26 - 7)$$

$$Mrx = Mu = 2465.13kg - m$$

$$Mcx = \emptyset * Mn = 0.9 * 6264.86 = 5638.37kg - m$$

$$Mry = 0$$

$$\frac{7277.95}{15824.87} + \frac{8}{9} \left(\frac{2465.13}{5638.37} + \frac{0}{0.9} \right) \leq 1.0$$

$$0.85 \leq 1.0 \text{ esta dentro del limite}$$

La seccion de la columna diseñado es: HSS 8" X8" X4.5mm

4.4.1.2. Diseño de Tijerales

4.4.1.2.1. Diseño de la Brida Superior e Inferior

El diseño se realizará con las resistencias a compresión y de tracción.

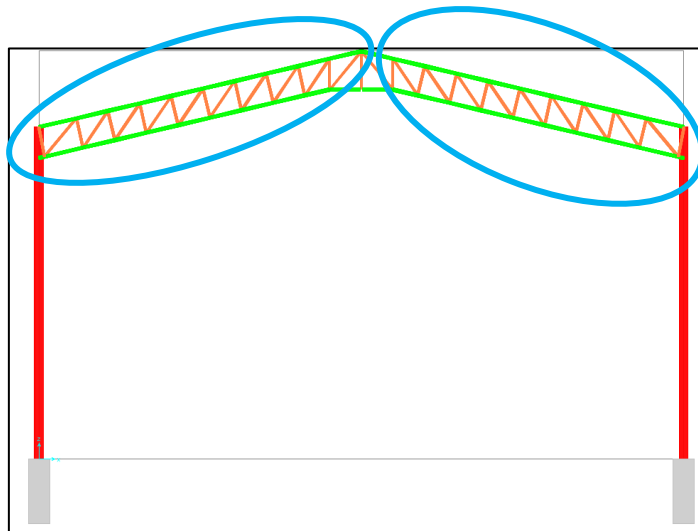


Figura 43: Bidas seleccionados para el diseño
Fuente: Elaboración propia

En la tabla 25 se observa los esfuerzos por carga axial obtenidos a partir de la combinación de cargas, estas cargas axiales serán necesarios para el diseño de las bridas

Caso	Axial(kgf)
1.4D	1299.45
1.2D+1.6L	3951.27
1.2D+1.6L+0.8Wil	4096.99
1.2D+1.3Wil+0.5L	2237.31
1.2D+E+0.5L	1998.32
1.2D-E+0.5L	1998.32.
0.9D+1.3Wil	1072.16
0.9D+E	833.16
0.9D-E	833.16
1.2D+1.6L+0.8Will	3854.65
1.2D+1.6L+0.8Willl	3905.34
1.2D+1.6L+0.8Wvl	3944.63
1.2D+1.6L+0.8Wvll	3998.07
1.2D+1.6L+0.8Wvlll	3946.23
1.2D+1.6L+0.8WP	3766.82
1.2D+1.3Will+0.5L	1843.51
1.2D+1.3Willl+0.5L	1925.87
1.2D+1.3Wvll+0.5L	1989.72
1.2D+1.3Wvlll+0.5L	2076.57
1.2D+1.3Wvllll+0.5L	1992.32
1.2D+1.3Wp+0.5L	1700.8
0.9D+1.3Will	678.35
0.9D+1.3Willl	760.71
0.9D+1.3Wvl	824.56
0.9D+1.3Wvll	911.41
0.9D+1.3Wvlll	827.16
0.9D+1.3Wp	535.63
MAXIMO	4096.99

Tabla 25: Fuerzas axiales-diseño de bridas

Fuente: Elaboración Propia

Los elementos del tijeral se comportarán a esfuerzos de tracción y compresión, en la siguiente se calcularán las resistencias nominales del elemento seleccionado.

Diseño en Tracción

El diseño se realizará de acuerdo al marco teórico en el capítulo 2.2.1.3.4

- Diseño para fluencia en tracción en la sección bruta

$$P_n = F_y * A_g \quad (16)$$

$$A_g = \text{Area bruta del miembro, cm}^2$$

$$F_y = \text{Tension de fluencia minima (3235kg/cm}^2 \text{)}$$

$$A_g = 7.62 * 7.62 - (7.62 - 2 * 0.25) * (7.62 - 2 * 0.25) = 7.37 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 3235 * 7.34 = 23744.9 \text{ kg}$$

- Diseño para ruptura en tracción en la sección neta

$$P_n = F_u * A_e \quad (17)$$

$$A_e = A_n U; \quad A_n = A_g \text{ para secciones HSS}$$

calculamos el factor de corte diferido indicados en la tabla 10 ó con la fórmula 19-1, 19-2, 19-3

$$U = 1 - \frac{X}{l}$$

$$L_{iw} = 4 * 7.62 \text{ cm} = 30.48 \text{ cm}$$

$$W_{pl} = 7.62 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{iw}}{W_{pl}} = \frac{30.48}{7.62} = 4, \text{ entonces el valor de } U = 1 \text{ segun la formula } 19 - 3$$

$$A_e = A_n U; \quad A_e = A_n * 1 = A_g = 7.37 \text{ cm}^2$$

$$P_n = \frac{4360 \text{ kf}}{\text{cm}^2} * 7.37 \text{ cm}^2 = 32133.2 \text{ kg}$$

Para la verificación se escoge el valor menor entre la resistencia por fluencia y ruptura

$$P_n = 23744.9 \text{ kg}$$

$$\emptyset P_n = 0.9 * 23744.9 \text{ kg} = 21370.41 \text{ kg}$$

$$P_u = 4096.99 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

El esfuerzo actuante ultimo es menor que el esfuerzo de resistencia de la seccion

Diseño en Compresión

El diseño por esfuerzos de compresión se hará de acuerdo al capítulo 2.2.1.3.5 de la tesis. Determinamos si la sección es esbelta, no esbelta, según la relación indicado en la tabla 13.

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (26 - 2)$$

$$b=7.62-0.25=7.37\text{cm}$$

$$t=0.25\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{(7.62 - 0.25)}{0.25} = 29.48$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \text{ ver la tabla 13}$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 35.15$$

$$\lambda < \lambda_r$$

$$29.48 < 35.15, \text{ seccion no esbelta}$$

La sección es no esbelta, por lo tanto, solo queda calcular la tensión nominal por tensión de pandeo a flexión.

$$P_n = F_{cr} * A_g \dots \dots \dots (20)$$

Hallamos F_e , la tensión de pandeo elástico.

$$L=75.705\text{cm}$$

$$r=3.0105\text{cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.80}{\left(\frac{75.705}{3.0105}\right)^2} = 31821.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = 1 * \frac{75.705}{3.0105} = 25.15$$

$$4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 118.24$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \quad (22)$$

Dado la desigualdad, para hallar la tensión crítica por pandeo se utilizará la siguiente fórmula:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \dots \quad (23)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3235}{31821.76}\right) 3235 = 3100.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = (7.62 * 2 * 0.25) + 2 * 0.25 * (7.62 - 2 * 0.25) = 7.37 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = 3100.27 * 7.37 = 22848.9 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 20564.1 \text{ kg}$$

$$P_u = 4096.99 \text{ kg}$$

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

Finalmente la sección de la brida superior e inferior es HSS 3" x 3" x 2.5mm

4.4.1.2.2. Diseño de la Montante

El diseño del montante también se realizará por resistencia a tensión o tracción y compresión, tratados en los capítulos 2.2.1.3.4 y 2.2.1.3.5, respectivamente.

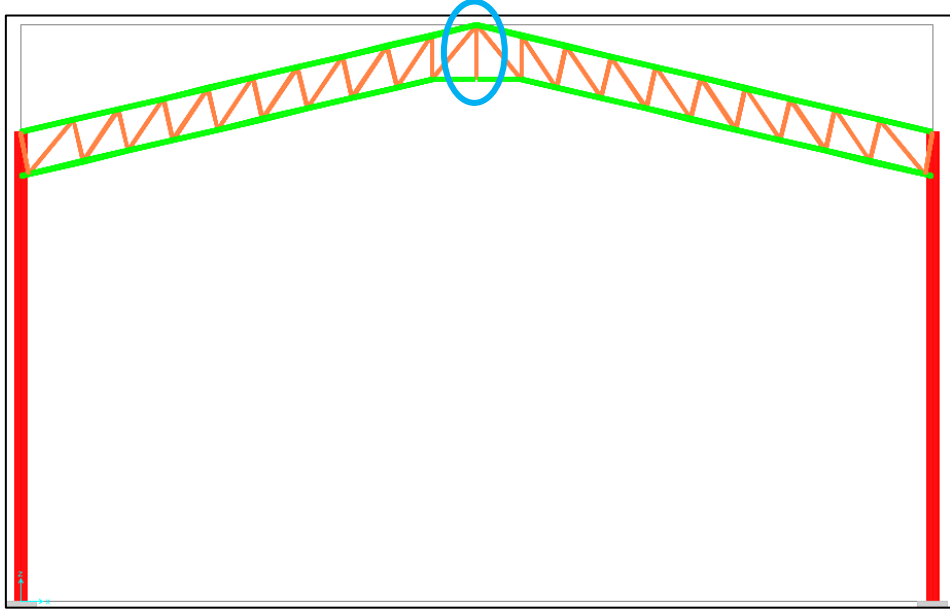


Figura 44: Montante seleccionado para el diseño

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 26 se observa las fuerzas axiales los cuales serán necesarios para el diseño del montante.

Caso	Axial(kgf)
1.4D	42.56
1.2D+1.6L	102.9
1.2D+1.6L+0.8Wil	104.94
1.2D+1.3Wil+0.5L	60.56
1.2D+E+0.5L	57.24
1.2D-E+0.5L	57.24
0.9D+1.3Wil	30.68
0.9D+E	27.36
0.9D-E	27.36
1.2D+1.6L+0.8Will	101.54
1.2D+1.6L+0.8Willl	102.22
1.2D+1.6L+0.8Wvl	102.54
1.2D+1.6L+0.8Wvll	105.76
1.2D+1.6L+0.8Wvlll	102.54
1.2D+1.6L+0.8WP	102.23
1.2D+1.3Will+0.5L	55.02
1.2D+1.3Willl+0.5L	56.13
1.2D+1.3Wvl+0.5L	56.65
1.2D+1.3Wvll+0.5L	61.89
1.2D+1.3Wvlll+0.5L	56.66
1.2D+1.3Wp+0.5L	56.15
0.9D+1.3Will	25.15
0.9D+1.3Willl	26.25
0.9D+1.3Wvl	26.78
0.9D+1.3Wvll	32.01
0.9D+1.3Wvlll	26.78
0.9D+1.3Wp	26.27
MAXIMO	105.76

Tabla 26: Fuerzas axiales-diseño de la Montante

Fuente: Elaboración Propia

Diseño en Tracción

El diseño se realizará de acuerdo al marco teórico en el capítulo 2.2.1.3.4

- **Diseño para fluencia en tracción en la sección bruta**

$$P_n = F_y * A_g \quad (16)$$

$A_g = \text{Area bruta del miembro, cm}^2$

$F_y = \text{Tension de fluencia minima (3235kg/cm}^2 \text{)}$

$$A_g = 5.08 * 5.08 - (5.08 - 2 * 0.2) * (5.08 - 2 * 0.20) = 3.904\text{cm}^2$$

$$P_n = 3235 * 3.904 = 12629.44\text{kg}$$

- **Diseño para ruptura en tracción en la sección neta**

$$P_n = F_u * A_e \quad (17)$$

$$A_e = A_n U; \quad A_n = A_g \text{ para secciones HSS}$$

calculamos el factor de corte diferido indicados en la tabla 10 o con la fórmula 19-1, 19-2, 19-3

$$L_{iw} = 4 * 5.08\text{cm} = 20.32\text{cm}$$

$$W_{pl} = 5.08\text{cm}$$

$$\frac{L_{iw}}{W_{pl}} = \frac{20.32}{5.08} = 4, \text{ entonces el valor de } U = 1 \text{ segun la formula 19 - 3}$$

$$A_e = A_n U; \quad A_e = A_n * 1 = A_g = 3.904\text{cm}^2$$

$$P_n = \frac{4360\text{kf}}{\text{cm}^2} * 3.904\text{cm}^2 = 17021.44\text{kg}$$

Para la verificación se escoge el valor menor entre la resistencia por fluencia y ruptura

$$P_n = 17021.44\text{kg}$$

$$\emptyset P_n = 0.9 * 17021.44\text{kg} = 15319.29\text{kg}$$

$$P_u = 105.76\text{kg}$$

$$P_u < \emptyset P_n$$

El esfuerzo actuante ultimo es menor que el esfuerzo de resistencia de la seccion

Diseño en Compresión

El diseño por esfuerzos de compresión se hará de acuerdo al capítulo 2.2.1.3.5 de la tesis. Determinamos si la sección es esbelta, no esbelta, según la relación indicado en la tabla 13.

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (26 - 2)$$

$$b=5.08-0.20=4.88\text{cm}$$

$$t=0.20\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{(5.08 - 0.20)}{0.20} = 24.40$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \text{ver la tabla 13}$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 35.15$$

$$\lambda < \lambda r$$

$$24.40 < 35.15, \text{seccion no esbelta}$$

La sección es no esbelta, por lo tanto, solo queda calcular la tensión nominal por tensión de pandeo a flexión.

$$P_n = F_{cr} * A_g \dots \dots \dots (20)$$

Hallamos F_e , la tensión de pandeo elástico.

$$L=89.25\text{cm}$$

$$r=1.99\text{cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.80}{\left(\frac{89.25}{1.99}\right)^2} = 10004.28\text{kg/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = 1 * \frac{89.25}{1.99} = 44.85$$

$$4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 118.24$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \dots \quad (22)$$

Dado la desigualdad, para hallar la tensión crítica por pandeo se utilizará la siguiente formula:

$$Fcr = \left(0.658 \frac{Fy}{Fe}\right) Fy \dots \quad (23)$$

$$Fcr = \left(0.658 \frac{3235}{10004.28}\right) 3235 = 2825.50 kg/cm^2$$

$$Ag = (5.08 * 2 * 0.20) + 2 * 0.20 * (5.08 - 2 * 0.20) = 3.904 cm^2$$

$$Pn = Fcr * Ag = 2825.50 * 3.904 = 11030.75 kg$$

$$\emptyset Pn = 9927.68 kg$$

$$Pu = 105.76 kg$$

$$Pu < \emptyset Pn \text{ cumple}$$

Finalmente la seccion de la montante es HSS 2''x2''x2.0mm

4.4.1.2.3. Diseño de la Diagonal

El diseño de la diagonal también se realizará por resistencia a tensión o tracción y compresión, tratados en los capítulos 2.2.1.3.4 y 2.2.1.3.5, respectivamente.

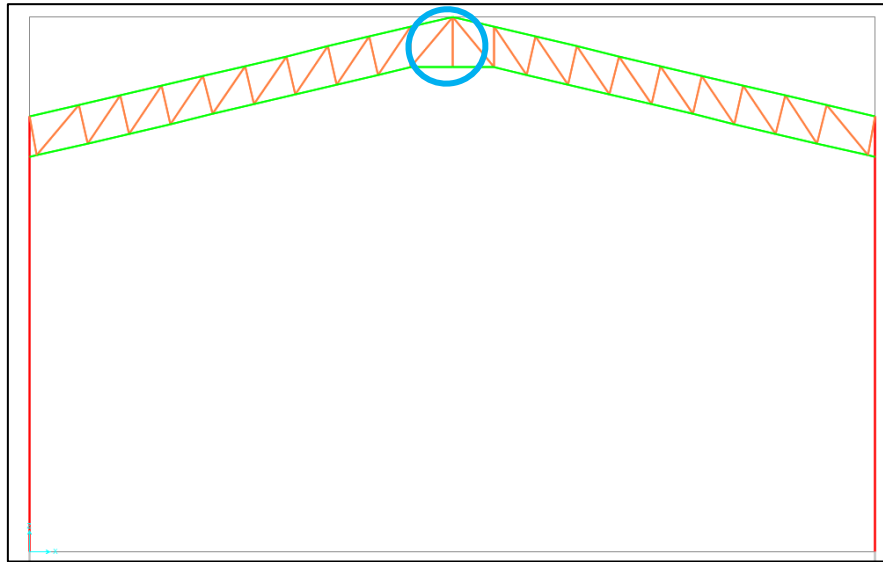


Figura 45: Diagonal seleccionado para el diseño

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 27 se observa las fuerzas axiales que servirán para el diseño de las diagonales.

Caso	Axial(kgf)
1.4D	895.24
1.2D+1.6L	2758.52
1.2D+1.6L+0.8Wil	2723.71
1.2D+1.3Wil+0.5L	1333.03
1.2D+E+0.5L	1669.69
1.2D-E+0.5L	1669.69
0.9D+1.3Wil	518.95
0.9D+E	855.61
0.9D-E	855.61
1.2D+1.6L+0.8Will	2712.14
1.2D+1.6L+0.8Willl	2422.19
1.2D+1.6L+0.8Wvl	2871.8
1.2D+1.6L+0.8Wvll	2866.31
1.2D+1.6L+0.8Wvlll	2618.32
1.2D+1.6L+0.8WP	2744.65
1.2D+1.3Will+0.5L	1314.22
1.2D+1.3Willl+0.5L	843.06
1.2D+1.3Wvl+0.5L	1573.67
1.2D+1.3Wvll+0.5L	1564.76
1.2D+1.3Wvlll+0.5L	1161.76
1.2D+1.3Wp+0.5L	1367.05
0.9D+1.3Will	500.14
0.9D+1.3Willl	28.98
0.9D+1.3Wvl	759.59
0.9D+1.3Wvll	750.68
0.9D+1.3Wvlll	347.69
0.9D+1.3Wp	552.97
MAXIMO	2871.8

Tabla 27: Fuerzas axiales-diseño de la Diagonal

Fuente: Elaboración Propia

Diseño en Tracción

El diseño se realizará de acuerdo al marco teórico en el capítulo 2.2.1.3.4

- **Diseño para fluencia en tracción en la sección bruta**

$$P_n = F_y * A_g \quad (16)$$

$A_g = \text{Area bruta del miembro, cm}^2$

$F_y = \text{Tension de fluencia minima (3235kg/cm}^2 \text{)}$

$$A_g = 5.08 * 5.08 - (5.08 - 2 * 0.2) * (5.08 - 2 * 0.20) = 3.904 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 3235 * 3.904 = 12629.44 \text{ kg}$$

- **Diseño para ruptura en tracción en la sección neta**

$$P_n = F_u * A_e \quad (17)$$

$A_e = A_n U$; $A_n = A_g$ para secciones HSS

calculamos el factor de corte diferido indicados en la tabla 10 o con la fórmula 19-1, 19-2, 19-3

$$L_{iw} = 4 * 5.08 \text{ cm} = 20.32 \text{ cm}$$

$$W_{pl} = 5.08 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{iw}}{W_{pl}} = \frac{20.32}{5.08} = 4, \text{ entonces el valor de } U = 1 \text{ segun la formula 19 - 3}$$

$$A_e = A_n U; \quad A_e = A_n * 1 = A_g = 3.904 \text{ cm}^2$$

$$P_n = \frac{4360 \text{ kf}}{\text{cm}^2} * 3.904 \text{ cm}^2 = 17021.44 \text{ kg}$$

Para la verificación se escoge el valor menor entre la resistencia por fluencia y ruptura

$$P_n = 17021.44 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 17021.44 \text{ kg} = 15319.29 \text{ kg}$$

$$P_u = 2871.80 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

El esfuerzo actuante ultimo es menor que el esfuerzo de resistencia de la seccion

Diseño en Compresión

El diseño por esfuerzos de compresión se hará de acuerdo al capítulo 2.2.1.3.5 de la tesis. Determinamos si la sección es esbelta, no esbelta, según la relación indicado en la tabla 11.

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (26 - 2)$$

$$b = 5.08 - 0.20 = 4.88 \text{ cm}$$

$$t = 0.20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{(5.08 - 0.20)}{0.20} = 24.40$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \text{ ver la tabla 11}$$

$$\lambda r = 1.40 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 35.15$$

$$\lambda < \lambda r$$

$$24.40 < 35.15, \text{ seccion no esbelta}$$

La sección es no esbelta, por lo tanto, solo queda calcular la tensión nominal por tensión de pandeo a flexión.

$$P_n = F_{cr} * A_g \dots \dots \dots (20)$$

Hallamos F_e , la tensión de pandeo elástico.

$$L = 103.11 \text{ cm}$$

$$r = 1.99 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.80}{\left(\frac{103.11}{1.99}\right)^2} = 7495.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = 1 * \frac{103.11}{1.99} = 51.81$$

$$4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 118.24$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \dots \quad (22)$$

Dado la desigualdad, para hallar la tensión crítica por pandeo se utilizará la siguiente formula:

$$Fcr = \left(0.658 \frac{Fy}{Fe}\right) Fy \dots \quad (23)$$

$$Fcr = \left(0.658 \frac{3235}{7495.50}\right) 3235 = 2700.36 kg/cm^2$$

$$Ag = (5.08 * 2 * 0.20) + 2 * 0.20 * (5.08 - 2 * 0.20) = 3.904 cm^2$$

$$Pn = Fcr * Ag = 2700.36 * 3.904 = 10542.21 kg$$

$$\emptyset Pn = 9487.98 kg$$

$$Pu = 2871.80 kg$$

$$Pu < \emptyset Pn \text{ cumple}$$

Finalmente la seccion de la diagonal es HSS 2''x2''x2.0mm

4.4.1.3. Diseño de la Correa de Techo

Para el diseño de la correa de techo se considerará el esfuerzo a flexión considerados en el capítulo 2.2.1.3.6

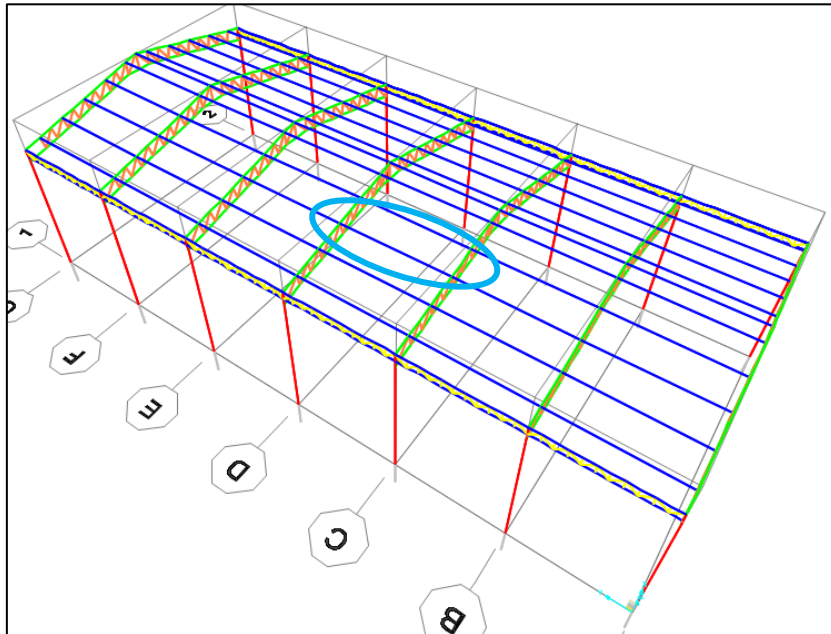


Figura 46: Correa seleccionado para el diseño
Fuente: Elaboración propia

En la tabla 28 se observa las fuerza cortante y momento flexionante que serán necesarios para el diseño de la correa de techo.

Caso	V2(kgf)	M3(kgf.m)
1.4D	18.37	18.16
1.2D+1.6L	15.62	15.01
1.2D+1.6L+0.8Wil	15.62	15.01
1.2D+1.3Wil+0.5L	15.7	15.39
1.2D+E+0.5L	15.7	15.37
1.2D-E+0.5L	15.71	15.37
0.9D+1.3Wil	11.81	11.67
0.9D+E	11.8	11.7
0.9D-E	11.8	11.7
1.2D+1.6L+0.8Will	15.62	15.02
1.2D+1.6L+0.8Willl	15.63	15.05
1.2D+1.6L+0.8Wvl	15.63	15.06
1.2D+1.6L+0.8Wvll	15.61	14.97
1.2D+1.6L+0.8Wvlll	15.61	14.97
1.2D+1.6L+0.8WP	15.62	15
1.2D+1.3Will+0.5L	15.71	15.41
1.2D+1.3Willl+0.5L	15.72	15.46
1.2D+1.3Wvl+0.5L	15.72	15.47
1.2D+1.3Wvll+0.5L	15.69	15.33
1.2D+1.3Wvlll+0.5L	15.69	15.34
1.2D+1.3Wp+0.5L	15.7	15.38
0.9D+1.3Will	11.81	11.7
0.9D+1.3Willl	11.81	11.7
0.9D+1.3Wvl	11.83	11.75
0.9D+1.3Wvll	11.83	11.75
0.9D+1.3Wvlll	11.79	11.61
0.9D+1.3Wp	11.81	11.67
MAXIMO	18.37	18.16

Tabla 28: Fuerzas axiales-diseño de la Correa del Techo
Fuente: Elaboración Propia

Diseño por Flexión

Fluencia

Calculo de la resistencia de flexión nominal Mn

$$Mn = Fy * Z \quad (27)$$

Z=16.52cm³ (modulo plástico)

$$Mn = 3235 * 16.52 = 534.42kg - m$$

Pandeo Local de ALA

$$Mn = Fy * Se \quad (28 - 1)$$

Se=Modulo de sección efectiva, cm³ se calcula con be:

$$be = 1.92tf \sqrt{\frac{E}{Fy}} \left(1 - \frac{0.38}{\frac{b}{tf}} \sqrt{\frac{E}{Fy}}\right) \quad (29)$$

Determinamos si la sección es compacta, no compacta, esbelta y no esbelta, con la siguiente expresión:

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad \text{Seccion no Compacta}$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{Seccion Compacta}$$

$$\lambda_r < \lambda \quad \text{Seccion Esbelta}$$

ALA

Según la tabla 13 y 14

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{7.62}{0.20} = 38.10$$

$$\lambda_p = 1.12 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.12 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 28.12$$

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.40 * \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} = 35.15$$

$$\lambda_r < \lambda, \quad 35.15 < 38.10 \quad \text{Seccion Esbelta}$$

Para poder hallar el momento resistente por pandeo local de Ala, calcularemos el valor Se , con be ;

$$be = 1.92 * 0.20 \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} \left(1 - \frac{0.38}{\frac{7.62}{0.20}} \sqrt{\frac{2038901.8}{3235}} \right) = 7.22cm < b$$

Calculo de Se (módulo de la sección efectiva)

$$Se = \frac{I}{y} \quad I = \text{Inercia}$$

$$I = be * \frac{h^3}{12}$$

$$I = \frac{7.22 * 7.62^3}{12} - \frac{(7.22 - 2 * 0.20) * (7.22 - 2 * 0.2)^3}{12} = 85.92cm^4$$

$$y = \frac{7.62}{2} = 3.81cm$$

$$Se = \frac{85.92}{3.81} = 22.55cm^3$$

$$Mn = Fy * Se = 3235 * 22.55 = \mathbf{729.50kg - m}$$

para la resistencia a flexión nominal se escoje el menor valor de Mn :

entonces el menor valor es:

$$Mn=534.42kg-m$$

$$Mu=18.16Kg-m, \text{ Resistencia ultima a flexión}$$

$$Mu < \emptyset Mn$$

$$18.16 < 0.90 * 534.42$$

$$18.16 < 480.98, \text{ Cumple OK}$$

Finalmente la seccion de la correa es HSS 3" x3" x2.0mm

4.4.1.4. Diseño de Conexión Soldada

El diseño de conexión soldada será para unir entre las bridas (superiores e inferiores) y las columnas, la soldadura escogida es de filete de E70 que se usan para aceros que están entre los valores 2531.05kg/cm² a 4218.42kg/cm². (Solórzano Mogollón & Vargas León,2020, p.208).

El tamaño de la soldadura (w), la tabla 15 indicado en el marco teórico de la tesis; es 5mm, el electro de la soldadura es E70XX, entonces

$$F_{exx} = 70ksi = 4921.50kg/cm^2$$

$$w = 5mm = 0.5cm$$

Dimensión de la garganta según la figura 13:

$$t = \frac{\sqrt{2}}{2} * w = 0.707 * 0.5 = 0.3535cm$$

Área efectiva de soldadura:

$$A_{we} = t * l$$

La resistencia de diseño e la soldadura está definido por la fórmula 38-2

$$\phi R_n = \phi F_{nw} * A_{we}$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{exx} = 0.6 * 4921.50 = 2952.9kg/cm^2$$

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_n = 0.75 * 2952.9 * 0.3535 * l$$

$$R_u = 3724.23kg$$

$$3724.23 = 0.75 * 2952.9 * 0.3535 * l$$

$l = 47mm$, entonces la longitud de soldadura será de 4.7 cm en la conexión entre la columna y las bridas

4.4.1.5. Diseño de Conexión de Placa base de Columna

El objetivo de este capítulo es hallar el espesor(t) de la placa base de columna a partir de dimensionar la placa base, esto se realizará con las fórmulas planteadas en la parte teórica 2.2.1.3.8

La determinación de la resistencia por aplastamiento nominal del concreto se determinará por dos casos, esto dependiendo del área del pedestal que podría ser igual o mayor al área de la placa base.

caso I: $A1=A2$

$$A1 = \text{Area de la plancha base}$$

$$A2 = \text{Area de base de apoyo de concreto}$$

$$A1_{min} = d * bf \quad (39)$$

$$d = 8'' = 20.32cm$$

$$bf = 8'' = 20.32cm$$

$$A1_{min} = 20.32 * 20.32 = 412.9cm^2$$

La resistencia por aplastamiento nominal es:

$$\phi_c P_p = \phi_c * 0.85 * f'_c * A1 \quad (40)$$

Lo cual debe de cumplir

$$P_u < \phi_c P_p$$

$$P_u < \phi_c * 0.85 * f'_c * A1$$

$$A1 = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f'_c}$$

$$P_u = 7274.98kgf$$

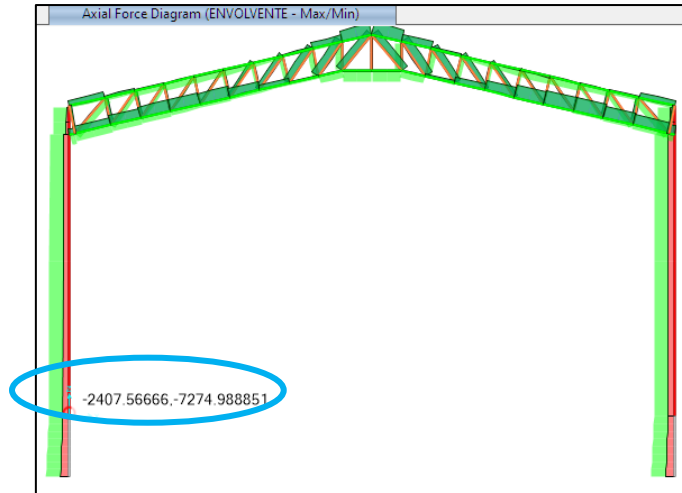


Figura 47: Fuerza axial-diseño de placa base
Fuente: Elaboración propia

$$f'c=210\text{kg/cm}^2$$

$$A1 = \frac{Pu}{\phi_c * 0.85 * f'c} = \frac{7274.98}{0.65 * 0.85 * 210} = 62.70\text{cm}^2$$

$$A1 = \max\left(\frac{Pu}{\phi_c * 0.85 * f'c}; A1min\right) = 412.90\text{cm}^2$$

caso II: $A1 < A2$

$$A2=50*50=2500\text{cm}^2$$

para este caso también hallaremos el área A1, con la siguiente expresión,

$$A1 = \max\left(\left(\frac{Pu}{\phi_c * 0.85 * f'c * \sqrt{A2}}\right)^2; \frac{Pu}{\phi_c * 1.7 * f'c}; A1min\right) \quad (48)$$

$$A1.1 = \left(\left(\frac{Pu}{\phi_c * 0.85 * f'c * \sqrt{A2}}\right)^2\right) = \left(\frac{7274.98}{0.65 * 0.85 * 210 * \sqrt{2500}}\right)^2 = 1.57\text{cm}^2$$

$$A1.2 = \left(\frac{Pu}{\phi_c * 1.7 * f'c}\right) = \frac{7274.98}{0.65 * 1.7 * 210} = 31.35\text{cm}^2$$

$$A1min = 20.32 * 20.32 = 412.9\text{cm}^2$$

$$A1_{max} = 412.9cm^2$$

El área de la plancha base según cálculo realizado es de 412.9cm², esta área es lo mínimo que podría necesitar, pero por proceso constructivo esta área sería no suficiente para el anclaje de pernos, por razones constructivos el área que se adecuaría sería un área de 900cm²

$$A1 = 900cm^2 = N * B$$

$$N = 30cm; B = 30cm$$

Se realiza el diseño del espesor (t) de la placa base.

$$t = \sqrt{\frac{2 * Pu * l^2}{0.9 * Fy * A1}} \quad (50)$$

El valor de la longitud de volado (l) se calcula con:

para cargas grandes:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{30 - 0.95 * 20.32}{2} = 5.35cm$$

$$n = \frac{B - 0.80bf}{2} = \frac{30 - 0.80 * 20.32}{2} = 6.87cm$$

$$l = \max(m, n) = 6.87cm$$

para cargas pequeñas:

$$l = \lambda n' \quad (54)$$

$$\lambda n' = \lambda \sqrt{A1_{min}}/4 \quad (55)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1-x}} \quad (56)$$

$$x = \frac{4 * A1min * Pu}{\phi cPp * (d + bf)^2} \quad (57)$$

$$\phi cPp = \phi c * 0.85 * f'c * A1 = 0.65 * 0.85 * 210 * 900 = 104422.5kgf$$

$$x = \frac{4 * 900 * 7274.98}{104422.5 * (20.32 + 20.32)^2} = 0.15$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.15}}{1 + \sqrt{1 - 0.15}} = 0.40$$

$$\lambda n' = \frac{0.40\sqrt{900}}{4} = 3.0cm$$

$$\lambda n' = l = 3.0cm$$

entonces, la longitud dl volado es;

$$l = \max(m, n, \lambda n') = 6.87cm$$

ahora calculamos el espesor de la placa;

$$t = \sqrt{\frac{2 * 7274.98 * 6.87^2}{0.9 * 3235 * 900}} = 0.5cm = 5mm$$

Diseño de Pernos de Anclaje

En el pedestal escogido, la fuerza axial es de 7274.98kgf, definimos la carga axial para los pernos que sujetaran a la placa base al pedestal de concreto armado, la cantidad mínima de pernos es de 04.

$$Fcp = \frac{7274.98}{4} = 1818.75kgf$$

Este valor es la que resiste cada perno, en la tabla 18 indica la resistencia admisible de cada perno, como tenemos una carga mínima escogeremos una dimensión mínima de perno de 5/8" que resiste 10kips o 4530.59kgf. lo que se va hacer es comprobar

esos valores con las cargas axiales predominantes y momentos grandes predominantes.

Diseño donde predomina cargas axiales

$$Rn = Fn * Ab \dots \quad (59)$$

$$Fn = \emptyset * Fu \dots \quad (60)$$

$$Fn = 0.75 * 4360 = 3270 \text{kg/cm}^2$$

$$Ab = \text{area bruta del perno} = 1.98 \text{cm}^2$$

$$Rn = 3270 * 1.98 = 6474.6 \text{kgf}$$

Debe de cumplir:

$$Fcp < \emptyset Rn$$

$$1818.75 < 0.75 * 6474.6$$

$$1818.75 < 4855.95 \dots OK$$

Indica que el perno escogido cumple a la fuerza axial predominante, seguidamente haremos el diseño por:

Diseño donde predomina Momentos grandes

Calculamos las excentricidades en la cual debe de cumplir para que la placa base necesite pernos de anclaje.

$$e_{critico} < e$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{2465.13 \text{kgf} - m}{7277.95 \text{kgf}} = 34 \text{cm}$$

$$fp_{max} = \emptyset_c * 0.85 * f'c * \sqrt{A2/A1}$$

$$f_{pmax} = 0.65 * 0.85 * 210 * \sqrt{\frac{2500}{900}} = 193.735 \text{kgf/cm}^2$$

$$q_{max} = f_{pmax} * B = 193.735 * 30 = 5801.25 \text{kgf/cm}$$

$$e_{critico} = \frac{N}{2} - \left(\frac{Pu}{2 * q_{max}} \right) = \frac{30}{2} - \left(\frac{7277.95}{2 * 5801.25} \right) = 14.37 \text{cm}$$

Entonces;

$$e_{critico} < e$$

Cumple y se deduce que se necesita pernos de anclaje, indicando que el momento fue lo predominante.

Calculamos la longitud de compresión Y, para luego determinar la fuerza de tracción TU.

$$f = \frac{N}{2} - r_y = \frac{30}{2} - 5 = 10 \text{cm}$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - 2 * Pu * \frac{(e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y = \left(10 + \frac{30}{2} \right) - \sqrt{\left(10 + \frac{30}{2} \right)^2 - 2 * 7277.95 * \frac{(34 + 10)}{5801.25}} = 2.32 \text{cm}$$

La fuerza de tracción TU

$$Tu = q_{max} * Y - Pu = 5801.25 * 2.32 - 7277.95 = 4324.55 \text{kgf}$$

$$Tu = 4324.55 \text{kgf}$$

$$\emptyset Rn = 4855.95 \text{kgf}$$

Debe cumplir: $Tu/n < \emptyset Rn$

$$\frac{4324.55}{4} < 4855.95$$

$$1081.14 < 4855.95 \dots OK$$

El perno seleccionado resiste a los esfuerzos sometidos como carga axial y momentos.

4.4.1.6. Diseño del Pedestal

El diseño del pedestal es muy similar al diseño de una columna, la sección del pedestal es 50x50cm, el acero mínimo que se debe de colocar es 25cm² que corresponde al 1% que la norma E 060 indica esos valores. El acero colocado en el pedestal es 04Ø3/4”+08Ø5/8”, con estos valores se realizó el diagrama de interacción del pedestal apoyándonos con el software SAP 2000 y una hoja Excel.

Diseño por carga Axial

CARGA	P	M2	M3
	kgf	kgf-m	kgf-m
Dead	2635.23	-0.21	25.36
CV	2008.48	-0.34	120.2
CM	785.31	-0.13	47
VIENTO	413.09	0.04748	-2557.79

Tabla 29: Cargas en el pedestal

Fuente: Elaboración Propia

COMBINACIÓN	P	M2	M3
1.4CM+1.7CV	8203.172	-1.054	305.644
1.25(CM+CV+VIENTO)	7302.6375	-0.79065	-2956.53
1.25(CM+CV-VIENTO)	6269.9125	-0.90935	3437.93
0.9CM+VIENTO	3491.576	-0.25852	-2492.66
0.9CM-VIENTO	2665.396	-0.35348	2622.91

Tabla 30: Combinación de cargas

Fuente: Elaboración Propia

$$P_n = 0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \dots \quad (63)$$

$$A_g = 50 \times 50 \text{ cm} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4 * 2.84 + 8 * 1.98 = 27.20 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 0.85 * 210 * (2500 - 27.20) + 4200 * 27.20 = 555.63 \text{ tonf}$$

$$P_u = 7302.64 \text{ kgf} = 7.30 \text{ tonf} \quad \text{carga axial}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$\phi = 0.70$$

$$7.30 < 0.7 * 555.63$$

$$7.30 < 388.94 \quad \text{OK}$$

La sección del pedestal es suficiente a las cargas axiales que actúan en ellos.

Verificamos la cuantía del refuerzo del pedestal.

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$\rho = \frac{27.2}{2500} = 1.08\%$$

La cuantía está dentro de lo que indica la norma:

$$1\% < \rho < 6\%$$

En la figura 48 se observa el diagrama de interacción, esta grafica indica que las fuerzas aplicadas al pedestal está dentro del diagrama ósea el refuerzo propuesto a la sección del pedestal es suficiente

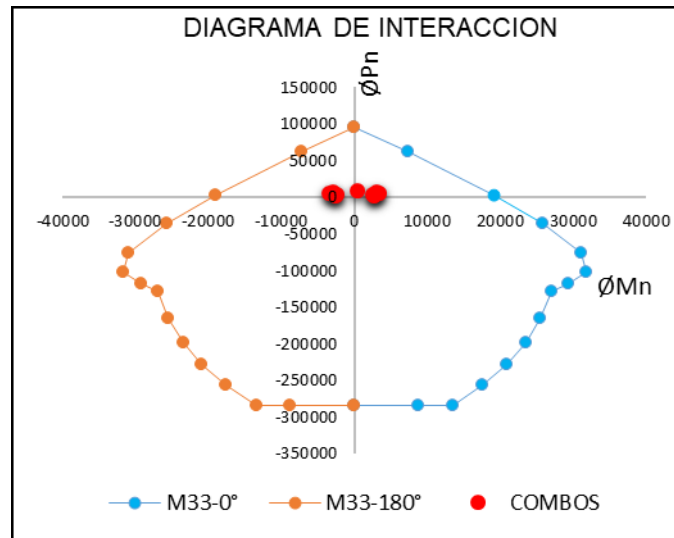


Figura 48: Diagrama de interacción
Fuente: Elaboración Propia

Diseño por Cortante

El diseño por cortante debe de estar basado por diseño por resistencia.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 1059.91 \text{ kgf fuerza cortante}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (65)$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{7302.64}{140 * 2500} \right) * \sqrt{210} * 50 * 45 = 17641.53 \text{ kgf}$$

Calculamos la necesidad del refuerzo por cortante

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{1059.91}{0.75} - 17641.53 = 0$$

Según el cálculo no es necesario el refuerzo por cortante (estribos) debido a muy poca fuerza cortante. La norma E 060 indica como refuerzo mínimo en los capítulos 7.10.5 y 21.4.5.

La distribución de los estribos es la siguiente:

$\emptyset 3/8, 1@5cm, 5@10cm, resto @20cm$

4.4.1.7. Diseño de Zapatas

Las zapatas se dimensionan y se diseñan para que las presiones del terreno no excedan a la capacidad portante del suelo.

Los esfuerzos del suelo se verificarán haciendo una combinación de servicio indicados en la norma.

Según el estudio de mecánica de suelos tenemos los siguientes valores:

Profundidad de excavación=1.50m

Tipo de suelo=Arena Limosa con Grava (SM)

Perfil=Tipo S2

Cohesión $C'=0.03\text{kg/cm}^2$

Angulo de fricción (\emptyset)=32.87°

Peso específico $\gamma=1751.84\text{kg/m}^3$

Capacidad de carga admisible=1.58kg/cm²

Con estos valores calculamos la capacidad admisible efectivo:

$\gamma_{adm}=1.58\text{kg/cm}^2$

sobre carga=500kg/m²

Relleno= $1751.84*0.5\text{m}=875.92\text{kg/m}^2$

Peso de la losa= $0.2*2300=430\text{kg/m}^2$

Entonces la capacidad admisible efectiva es=1.4kg/cm2

Pre dimensionamiento de la zapata aislada

$$Az \geq \frac{(CM + CV) * 1.1}{\gamma_{adm}}$$

$$Az \geq \frac{(2169.42 + 785.69 + 2009.45) * 1.1}{1.40} = 0.40m^2$$

según el predimensionamiento la zapata es de 0.40m, pero las zapatas podrían ser mayor a este valor de acuerdo a las presiones del suelo.

verificación de presiones

Para el diseño y verificación de esfuerzos se utilizó el software SAFE.

A continuación, mostramos las combinaciones que se utilizó para el diseño y verificación de presiones.

En la figura 49 se observa la combinación de cargas lo cual será necesario para el diseño de las zapatas a esfuerzos de flexión.

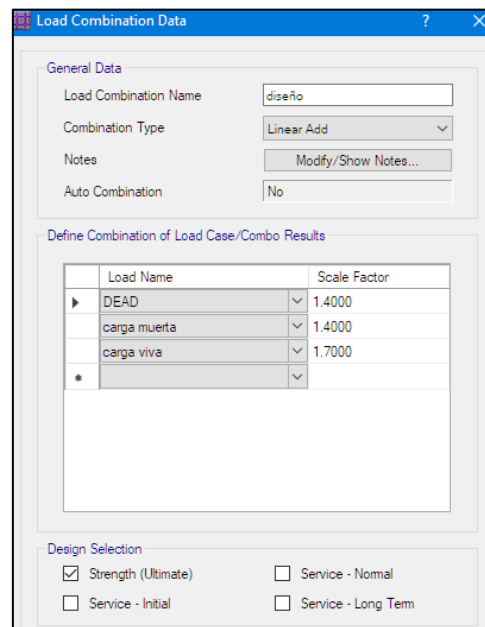
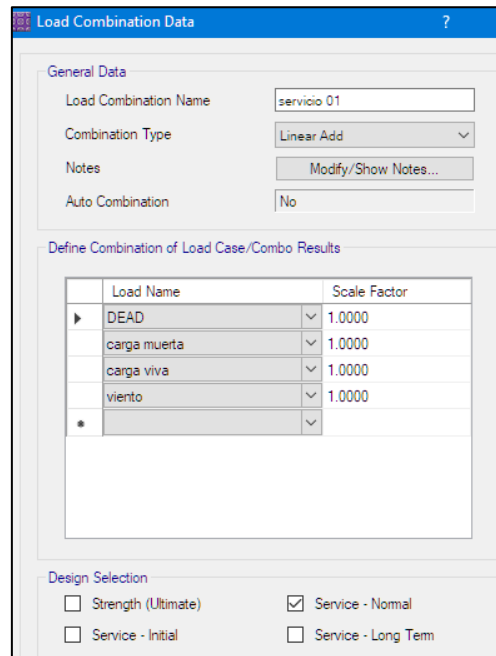


Figura 49: Combinación de carga-diseño

Fuente: Elaboración Propia

En la figura 50 se observa la combinación de carga de servicio, lo cual servirán para la verificación de esfuerzos en el suelo.



Load Name	Scale Factor
DEAD	1.0000
carga muerta	1.0000
carga viva	1.0000
viento	1.0000
*	

Figura 50: Combinación de carga-servicio 01
Fuente: Elaboración Propia

En la figura 51 se observa las combinaciones de carga de servicio, lo cual servirán para la verificación de esfuerzos en el suelo.

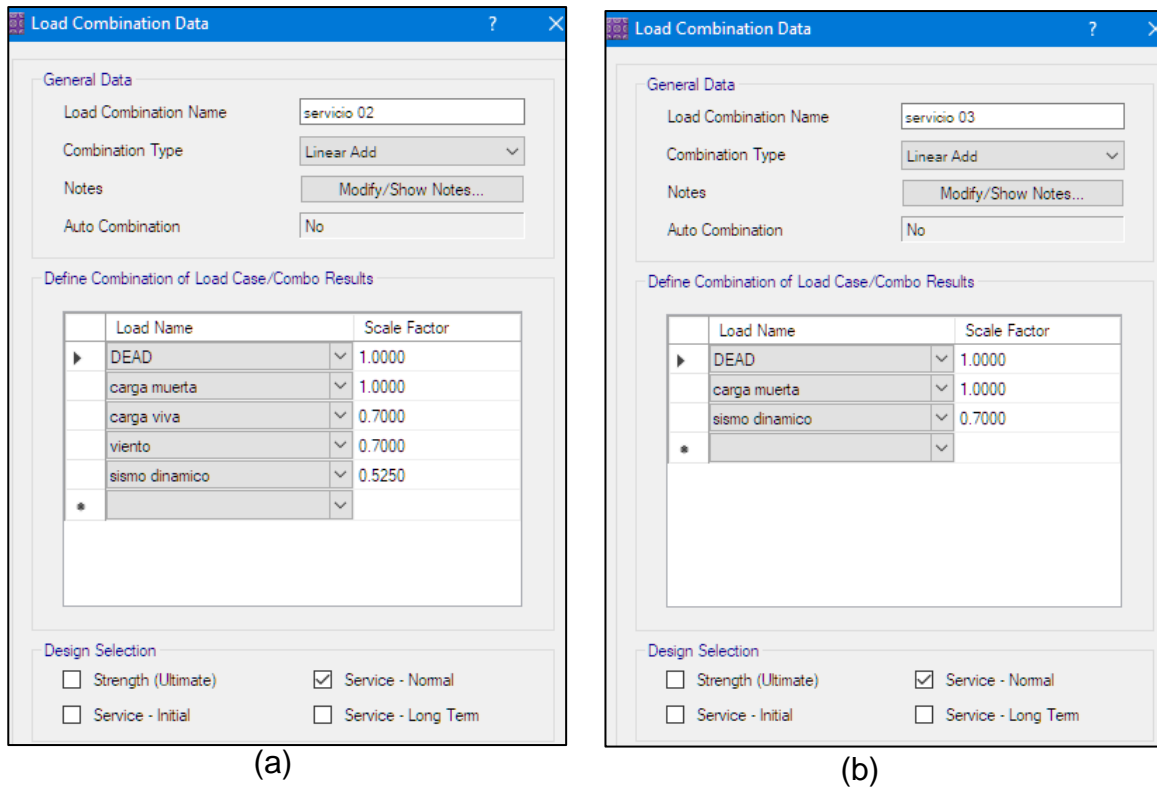


Figura 51: Combinación de carga-(a)servicio 02,(b) servicio 03
Fuente: Elaboración Propia

La verificación de presiones se realizará con las combinaciones descrito anteriormente. A continuación, se muestra:

En la figura 52 se observa las presiones de la zapata hacia el suelo, (a) servicio 01 tiene un valor a -0.452kg/cm^2 , (b) servicio 02 tiene un valor a -0.404kg/cm^2 , ambos valores son menores a la capacidad admisible efectiva del suelo que tiene un valor de 1.4kg/cm^2 .

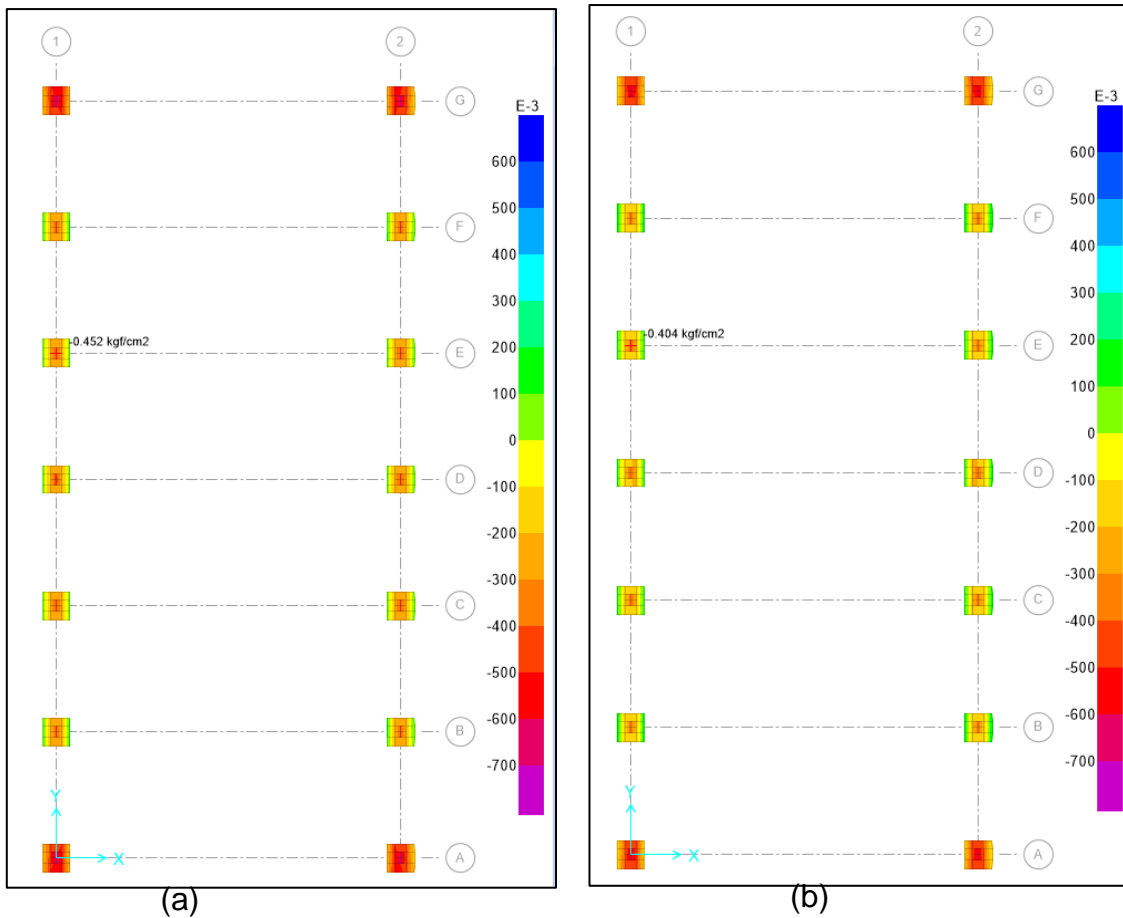


Figura 52: Presiones -(a)servicio 01,(b) servicio 02
Fuente: Elaboración Propia

En la figura 53 se observa las presiones de la zapata hacia el suelo, servicio 03 tiene un valor a -0.313kg/cm^2 , este valor es menor a la capacidad admisible efectiva del suelo que tiene un valor de 1.4kg/cm^2 .

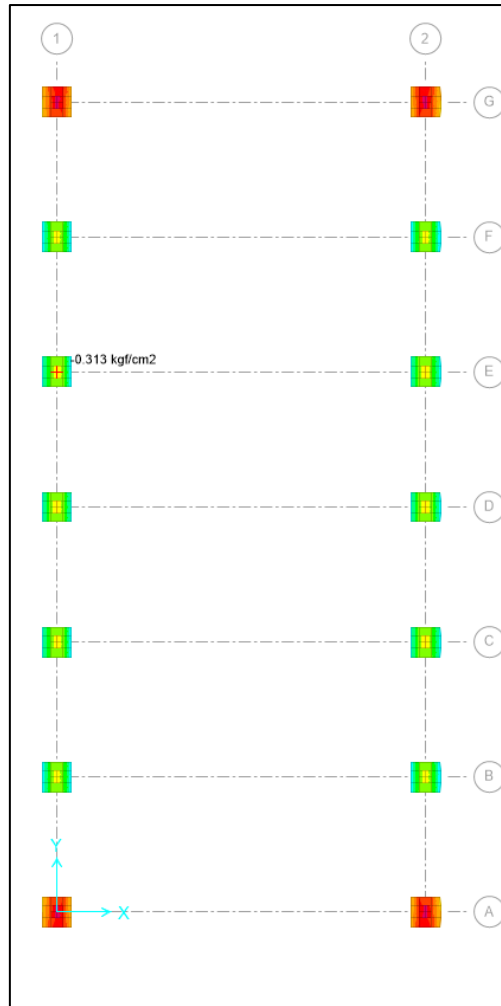


Figura 53: Presiones -servicio 03
Fuente: Elaboración Propia

Con la verificación de presiones del suelo se llegó a una conclusión que las presiones son menores a la capacidad portante efectivo del suelo, esto significa que las zapatas tendrán dimensiones superiores a 0.4m² del pre dimensionamiento, las zapatas resultaron tener dimensiones de 1.2mx1.20m y un peralte de 0.5m.

Verificación del Punzonamiento

t=0.5m

b=0.5m

$$\beta c = \frac{t}{b} = 1$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta c} \right) * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{1} \right) * \sqrt{210} * 50 * 45 = 52821.07 \text{kgf}$$

$$b_o = 2 * (m + n)$$

$$b_o = 2 * (50 + 45 + 50 + 45) = 380 \text{cm}$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} * 380 * 45 = 262670.70 \text{kgf}$$

Calculamos el cortante ultimo por punzonamiento;

$$V_u = \sigma_u * (A - A_o) \quad (72)$$

$$\sigma_u = 1.2 * \sigma_{ue} \quad (73)$$

A=área de la zapata

A_o=área del punzonamiento

σ_u = esfuerzo ultimo

σ_{ue} = esfuerzo producido por las combinaciones de carga

$$\sigma_u = 1.2 * 0.452 = 0.5424 \text{kg/cm}^2$$

$$V_u = 0.5424 * (120 * 120 - 95 * 95) = \mathbf{2915.4 \text{kgf}}$$

entonces debe de cumplir: V_c, debe de ser el menor valor

$$V_u < \emptyset V_c$$

$$V_u = 2915.40 \text{kgf}$$

$$2915.40 < 0.75 * 52821.07$$

$$2915.40 < 39615.8 \quad OK \dots CUMPLE$$

el cortante nominal es mayor al cortante ultimo producido por la fuerza en la zapata.

Diseño por Flexión

el diseño se realizará haciendo la combinación respectiva: $1.4D+1.7L$, con este valor se diseñarán los refuerzos necesarios de la zapata. A continuación, se muestra el diseño hecho en el software SAFE.

En la figura 54 se observa la distribución de acero que se requiere por diseño a flexión, este refuerzo cumple la cuantía mínima según especificado en el marco teórico del capítulo 2.2.1.3.10. El refuerzo calculado es $\varnothing 5/8' @ 17.5\text{cm}$

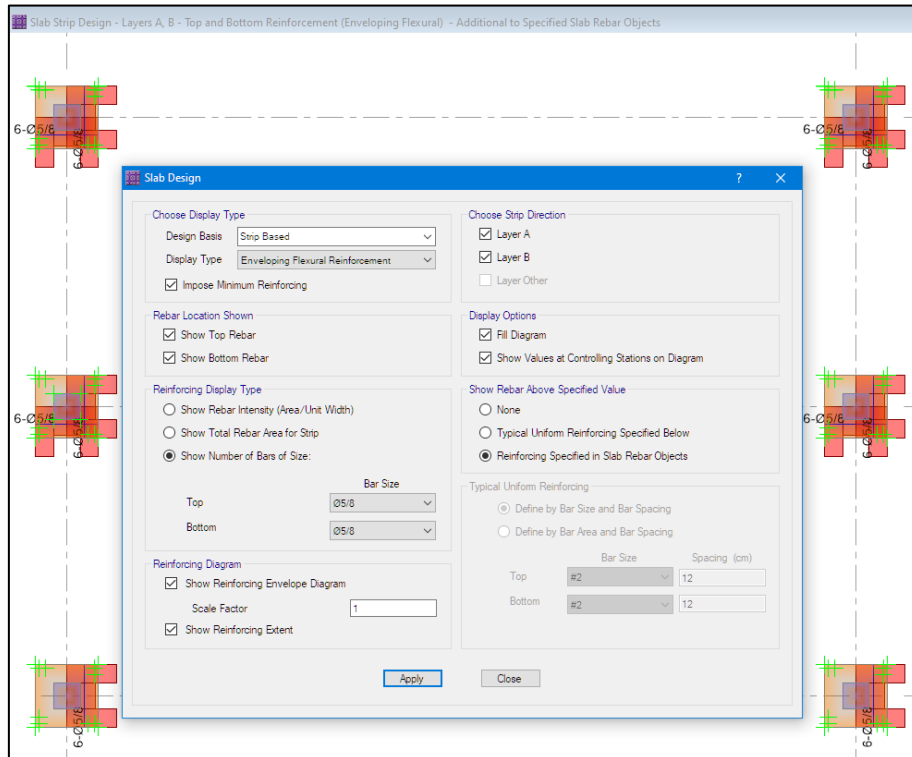


Figura 54: Presiones -diseño
Fuente: Elaboración Propia

V. DISCUSIÓN

Según la tesis de (Troya Muzzio, Yagual Bedoya,2021), su objetivo es realizar el diseño de una estructura metálica de tipo galpón de armadura de celosías utilizando estructuras tubulares, lo cual debería ser resistente al sismo empleando el software SAP 2000, para el diseño de los elementos estructurales se utilizó las normas AISC 360 y la norma NEC-15, en la cual garantiza que el galpón tenga un correcto comportamiento ante las fuerzas sísmicas. Para el diseño de la sub estructura utilizo el software SAFE, obteniendo zapatas aisladas de 3.00x4.00m, peralte 0.4m, zapatas de 1.4x1.40m peralte de 0.30m. Para esta investigación en el objetivo 2, el análisis de las fuerzas de sismo fue para hacer la comparación del desplazamiento lateral y no así específicamente en el diseño estructurales, el análisis por sismo se realizó con los parámetros sísmicos que están en el RNE E 030. Para el objetivo 3, el diseño del elemento estructural se utilizaron los criterios de la norma AISC 360-16 obteniendo resultados de secciones tubulares cuadradas de HSS 8"X8"X4.5mm, HSS 3"X3"X2.5mm y HSS 2"X2"X2.0mm, para el diseño de las zapatas aisladas se utilizó la norma E.060 obteniendo zapatas de sección 1.2x1.20m con un peralte de 0.5m. Los resultados no son tan similares debido a que se utilizaron normas diferentes y ubicación

Según el estudio de (Freire, Loachamin,2021), el estudio realizado por esta tesis es una muestra de 40 naves industriales que tienen características particulares como la altura, longitud y espaciamiento entre los pórticos, tiene por objetivo principal hacer un análisis comparativo económico y técnico que consiste en obtener como referencia los pesos por metro cuadrado. La obtención de los pesos por metro cuadrado parte desde un análisis y diseño estructural utilizando la norma AISC 360-16 y el software SAP2000 y que la mayoría de los elementos tenían un rango de capacidad menores a 0.95. En esta investigación en el objetivo 03 se utilizaron la norma AISC 360-16 y el software SAP 2000 para el diseño estructural, todo el elemento estructural es menores a 0.95 de capacidad, la columna metálica tiene una capacidad calculada de 0.85. En la investigación solo realizo el análisis de una sola nave industrial.

Según la tesis de (Solórzano Mogollón & Vargas León,2020), el principal objetivo fue elaborar una guía de diseño para poder estandarizar todo el criterio del análisis y diseño estructural de una nave industrial aplicando las normas AISC, RNE. El SAP2000 fue utilizado para el modelo matemático. Se determinó los análisis por sismo, análisis por fuerzas de viento, en este análisis llegaron a determinar las derivas de 0.0095 (sismo), 0.0093(viento) están dentro de lo establecido de la norma. Dentro de la investigación los objetivos 1 y 2 es tratado similarmente en la tesis descrito, porque se determinó el análisis por fuerzas de viento y por las fuerzas de sismo independientemente en la cual se determinó la deriva por fuerzas de viento de 0.00623, derivas por fuerzas de sismo de 0.0043, pero en esta investigación se realizó la comparación del desplazamiento generados por estas fuerzas. El diseño de estructural se realizó con el esfuerzo más crítico y utilizando el criterio de la norma AISC 360 y el RNE.

Según la tesis de (Urquiaga Oblitas,2019), desarrolla la optimización de una estructura de nave industrial de 30 metros de luz a partir de la tipología arquitectónica, seguidamente el análisis y el cálculo de los elementos estructurales utilizando las normas E.020, E.030, E.090 y ASIC 360-16 (para perfiles, conexiones, pernos, soldaduras). También se realizaron el análisis por sismo y viento obteniendo las derivas de 0.00695 por sismo y de 0.00689 por viento, cumpliendo con la norma. Las secciones que se obtuvieron son; para columnas una sección de HSS 12"X12"X1/4", los diagonales HSS 2"x2"x1/4", correa de techo tipo z 300x75x3mm. En esta investigación en los objetivos 1, 2 y 3, se desarrolló desde al análisis por fuerzas de viendo, análisis por fuerzas de sismo esto con el fin de hacer la comparación del desplazamiento lateral provocados por estas fuerzas llegando a determinar las derivas por viento de 0.00623 y de 0.0043 por sismo, y con el esfuerzo critico se realizó el diseño estructural utilizando las normas AISC 360-16 y la norma E.060. Del diseño se obtuvieron las secciones de la columna HSS8"X8"X4.5mm, bridas superior e inferior HSS 3"X3"X2.5mm, diagonal de HSS 2"X2"X2.0mm.

Según la tesis de (Machicao Pinto,2017), el objetivo principal es diseñar y calcular los elementos estructurales aplicando la norma peruana esto para poder analizar por

cargas ambientales, el método LRFD y ASD utilizo para obtener resultados ligeros y económicos. El diseño estructural se realizó para esfuerzos de tensión, compresión y cortes. En la investigación, en los objetivos 1 y 3 se utilizaron las cargas ambientales (fuerzas de viento), obtuvieron los esfuerzos con el método LRFD y el diseño se realizó para elementos que tienen esfuerzos de tensión, compresión, flexión. El diseño es realizado con el esfuerzo más crítico, este esfuerzo critico se determinó de la comparación del esfuerzo de viento y de sismo.

Según la tesis de (Cieza Macedo & Lazarte Torres,2018), su objetivo es realizar un análisis por el método LRFD de una estructura de techo metálico, considerando las cargas vivas, cargas muertas, cargas de lluvia, cargas de viento y cargas de sismo. El análisis para el diseño estructural realizo con efecto de sismo obteniendo derivas de 0.00532 inferior a lo que indica la norma. En la investigación, en el objetivo 02 el análisis sísmico no fue predominante para el diseño estructural, la deriva es de 0.0043.

Según la tesis de (Armas Malca,2020), esta tesis desarrolla el diseño de una nave industrial para poder optimizar la productividad y seguridad del área de mantenimiento de la unidad minera. Para el control del desplazamiento se utilizó un análisis estático obteniendo derivas menores a 0.01. En la utilización del software en el análisis y diseño cumplieron con los parámetros del RNE. En la investigación en el objetivo 2, se realizó el análisis por fuerzas de sismo en la que este no predomina para el diseño estructural, la obtención de las derivas es de 0.0043 menor a lo establecido en la norma. Se controlaron las derivas y se hizo una comparación de los desplazamientos generados por las fuerzas de viento y de sismo resultando menores a lo que indica la norma. El mayor desplazamiento lateral fue generado por las fuerzas de viento.

Según la tesis de (Mayanga Salazar,2021); es realizar el diseño estructural de la cimentación superficial de una nave industrial los cuales estarán sometidos a las demandas de cargas, el diseño se realizó con el programa SAP 2000, la deriva máxima fue de 0.004 lo cual está dentro del límite indicado en la norma. El refuerzo se realizó a base de esfuerzo a flexión y corte. Por consiguiente, la investigación se adecua a los objetivos planteados, se realizó el diseño estructural de la cimentación superficial

utilizando los parámetros de la norma E.060 y utilizando el programa específico para cimentaciones el SAFE. Se realizó diseño a flexión, diseño por punzonamiento.

Según la tesis de (Cucho Zea,2019), es realizar un análisis comparativo en el diseño sísmico de un galpón con programa computacional y método manual. Al realizar el diseño sísmico la única condición es el control de las derivas y que estén dentro de los límites permisibles de la norma E.030, para que el diseño estructural sea estable y resistente. Se obtuvo las derivas de 0.0088 y este es menor a lo que indica la norma E.030. En esta investigación en el objetivo 2 y 3, está dado en el desarrollo de la utilización de un programa computacional que es el SAP2000 y el SAFE, los elementos estructurales diseñados serán resistentes a los esfuerzos solicitados y que cumplen los criterios de las normas utilizados, el control de los desplazamientos laterales es la base principal así se obtuvo derivas menores a lo que se indica la norma. La deriva encontrada por las fuerzas de sismo es de 0.0043.

VI. CONCLUSIONES

1. Se realizó el análisis comparativo de las fuerzas de viento y sismo en el diseño estructural de una nave industrial ubicado en la ciudad de huamanga de un área de 495 m² de dimensiones de 15x33m, luz de 15.00 metros, altura de 7.00 metros, el material utilizado es de acero estructural (tubos metálicos cuadrados)
2. Se determinó el análisis por cargas de viento en la cual se llegó a determinar la influencia que tiene las cargas de viento. La deriva elástica que produce las fuerzas de viento es de 0.00623 en la que este desplazamiento tendría una influencia del 62.3% con respecto a la deriva admisible elástica indicados en la norma E.020.
3. Se determinó el análisis sísmico dinámico espectral y se determinó la influencia que tiene las cargas de sismo, esta influencia es de 21.5% respecto al desplazamiento elástico indicado en la norma E.030, la determinación de la influencia está en función al desplazamiento elástico generado por las fuerzas de sismo que es de 0.0043
 - En el análisis comparativo de las fuerzas de viento y de sismo se llegó a una conclusión de que las fuerzas de viento generan mayor desplazamiento lateral en la edificación de la nave industrial ya que la edificación tiene un peso menor, porque los elementos estructurales que lo componen son de tubos metálicos los cuales tienen un bajo peso en comparación de una estructura de concreto armado, en conclusión podemos decir que las fuerzas de viento son las que predominan en la nave industrial y con estas fuerzas predominantes se desarrolló el diseño estructural los cuales cumplirán a las solicitudes dadas.
4. Se desarrolló el diseño de la nave industrial, utilizando el criterio de diseño de la norma AISC 360-16 y de la norma E.060. El diseño se realizó de una manera adecuada con el modelo matemático plasmado en el software SAP2000 y SAFE. A continuación, se describen los elementos diseñados:

Elemento	Combinación	Sección
Columna	1.2D+1.6L+0.8WIII y 0.9D+1.3WVI	HSS 8"X8"4.5mm
Bridas	1.2D+1.6L+0.8WII	HSS 3"X3"X2.5mm
Montante	1.2D+1.6L+0.8WII	HSS 2"X2"X2.0mm
Diagonales	1.2D+1.6L+0.8WVI	HSS 2"X2"X2.0mm
Correas de Techo	1.4D	HSS 3"X3"X2.0mm

Tabla 311: Elemento estructural

Elemento	Sección	Refuerzo	estribos
Pedestal	0.50x0.50m	04Ø3/4"+08Ø5/8"	Ø3/8, 1@5cm, 5@10cm, resto @20cm

Tabla 322: Pedestal

Elemento	Combinación	Sección	Peralte	Refuerzo
Zapata	1.4D+1.7L	1.2X1.2m	0.50m	Ø5/8@17.5cm

Tabla 333: Zapata

- Conexión soldada, la soldadura será de tipo filete y se utilizarán electrodos E70XX, tamaño de soldadura es de 5mm, longitud de soldadura de 47mm.

VII. RECOMENDACIONES

1. Para el análisis por cargas de viento se debería de tomar en cuenta los mapas eólicos del Perú y aplicarlos en la zona de análisis. Si en las zonas de diseño existen ráfagas de viento tomar en cuenta los parámetros de diseño indicados en la norma ASCE 7-16.
2. El sismo no siempre será predominante para el diseño de la nave industrial, esto será para edificaciones que se encuentra en las zonas sísmicas 1 y 2.
3. Para el diseño estructural tales como, diagonales, montantes, arriostres se deberá de liberar los momentos, ya que estos elementos solo trabajan a esfuerzo de tracción y compresión, en el software SAP 2000 existe una opción para la liberación de momentos.
4. En una cobertura de techos a dos aguas las cargas de viento se idealizarán en la dirección del viento y no necesariamente perpendicular. En futuras investigaciones se recomienda que se debe de utilizar las cargas de nieve

REFERENCIAS

Alacero. (2016). *Especificaciones para Construcción de Acero*. Estándar Nacional Estadounidense ANSI/AISC360-16. 308pp.

Ángel Manrique. *Diseño Simplificado en Acero Estructural*. BY Ing. Ángel Manrique. 75pp.

Armas Malca (2020). *Diseño estructural de una nave industrial metálica de 16m de luz para el Área de Mantenimiento en Talleres Yanacocha Norte – Minera Yanacocha 2019*. 65pp.

Arroyo Navarrete (2021). *Cálculo y Diseño De Una Nave Industrial Para Almacenaje De Maquinaria Agrícola*. 348pp.

Arthur Nilson. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Duodécima Ed. Santa Fe de Bogotá, Colombia. McGraw-Hill, 2001. 738pp. ISBN: 958-600-953-X.

BAPTISTA, Pilar, FERNANDEZ, Carlos, HERNANDEZ, Roberto. *Metodología de la Investigación*. 6° Ed. México D. F: McGraw-Hill, 2014. 613pp. ISBN: 978-1-4562-2396-0.

Bowles.J (1993). *Diseño de Acero Estructural*. 4°reimpresion. Mexico: LLimusa, 1993. 620pp. ISBN 968-18-1623-4

Cáceres, José Raúl, Goñi, David (2018). *Comparativo Técnico-Económico de una Nave Industrial con un Sistema de Tijerales y de Pórticos*.

Cieza Macedo & Lazarte Torres (2018). *Análisis del diseño sísmico estructural del techo metálico de la losa multideportiva de Aija, Ancash – 2018*. 85pp.

Crisafulli Javier. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcción de Acero*. Alacero. 214pp.

Cucho Zea, Paul Ernesto (2019). *Análisis sísmico de un galpón de gran altura en la ciudad de Tacna*. 156pp.

DAVALOS, David, FERNANDEZ, Luciano, TAPIA, Edgar. *Respuesta Inelástica de Marcos de Acero con Interacción Inercial Suelo-Estructura*. REVISTA DE INGENIERIA SISMICA No.921-21(2015). 21pp.

Estrada Salvador & Díaz Felices (2019). *Análisis y Diseño Estructural de una Nave Industrial con Puente Grúa en el Distrito de Talara, Provincia de Piura - Año 2019*. 250pp.

F. Nuñez, D. Ruiz, J. Cortes. *Análisis Dinámico no Lineal de Edificios de Acero Sometidos a Sismos*. REVISTA INGENIERIA DE CONSTRUCCION RIC vol. 36 n°2 2021. 24pp.

FERNANDEZ, Luciano, TAPIA, Edgar. *Demandas Sísmicas en Edificaciones Regulares de Acero con Cimentaciones Flexibles*. REVISTA DE INGENIERIA SISMICA.n°96,1-17 (2017), 17pp.

Figuroa, Milton, Freire, Andrea, Loachamin, Diego. *Análisis Técnico-Económico de Naves Industriales mediante Interpolación no Lineal de Lagrange*. REVISTA TECNICA-ECUADOR (2021)-ISSN 0254-0770/e-ISSN 2477-9377. 15pp.

Machicao Pinto, Iván (2017). *Diseño de un Hangar Metálico con un peso Total de 14 Toneladas con Estructura Curva para Almacén*. 144pp.

Mario E. Rodríguez (2017). *Una Revisión Crítica de las Normativas de Diseño Sismo resistente en el Perú: E.030 Sismo y E.060 Concreto Armado*. REVISTA INTERNACIONAL DE INGENIERIA DE ESTRUCTURAS.Vol.23,1,47-71(2018), 25pp.

Máximo R, Patricia (2007). *Los Sismo y su Efecto sobre las Estructuras*. Rhttp://cmas.siu.buap.mx/portal_pprd/work/sites/ciencias/resources/Local Content/48/2/Divulgacionfebrero07.pdf.

Mayanga Salazar (2021). *Diseño estructural de la cimentación superficial para una nave industrial – Cercado de Lima – 2021*. 149pp.

McCorman. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero-Método LRFD*. Alfaomega. 721pp.

Muñoz Rocha, Carlos. *Metodología de la Investigación*. 1era Ed. Progreso México, 2015. 308pp. ISBN 9786074265422

NTP E.020. (2006). *Normas Legales*. Ministerio de Vivienda y Construcción. Lima-Perú: Diario el Peruano.

NTP E.030. (2018). *Normas Legales*. Ministerio de Vivienda y Construcción. Lima-Perú: Diario el Peruano.

Orihuela Dávila, Junior Didi (2016). *Calculo y Diseño Estructural de una Nave Industrial Aplicando la Normativa AISC en la Ciudad de Juliaca, Provincia de San Román*. 162pp.

Oviedo Sarmiento, Ricardo (2016). *Diseño Sismo resistente de Edificaciones de Concreto Armado*. Primera Edición. Lima-Perú 2016. 314pp. ISBN 978-612-4769-1-1

Palomino Encinas, Alex Henry (2016). *Techo Metálico SAP 2000*. Cajamarca-Peru.

Panta Miranda, Domingo Jesús (2021). *Análisis y Diseño de Nave Industrial de Concreto Armado con Puente Grúa*. Tesis (Magister en Ingeniera Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado, 2021. 291pp.

Paricahua Farfán, José Luis (2019). *Análisis y Diseño de una Nave Industrial con un Puente Grúa de 60 tn, Ubicada en la Joya-Arequipa*.

Referencias Estilo ISO 690 y 690-2. *Adaptación de la norma de la International Organization for Standardization (ISO)*. FONDO EDITORIAL Universidad Cesar Vallejo, 2017. 34pp.

Robles Huamán (2017). Análisis estructural para diagnosticar la integridad estructural de una nave industrial de acero en la región Tacna – 2017. 278pp.

Rodríguez Serquen. (2018). *Estructuras Metálicas con AISC-LRFD 2016*. Chiclayo-Peru. 224pp.

Rosenbaum Fuentes (2018). *Caracterización de estructuras industriales de acero de la minería del cobre en Chile*. 123pp.

Seismous (2021). *Breve Guía de las Fuerzas Sísmicas*. <https://seismous.com/breve-guia-de-las-fuerzas-sismicas/>

Solorzano Mogollon, Víctor Alexis (2020). *guía de análisis y diseño estructural de una nave industrial con puente grúa, empleando la normativa peruana y americana, en la ciudad de lima*. 255pp.

Steel Design Guide (2006). *Base Plate and Anchor Rod Design*. 2da Ed. 69pp.

Troya Muzzio, Yagual Bedoya (2021). *Análisis y Diseño Sísmico de una Estructura Metálica Tipo Galpón para el Aeropuerto Internacional José Joaquín de Olmedo, Incluyendo la Cimentación*. 240pp.

Urquiaga Oblitas, Ángel Jimmy (2019). *Diseño Estructural y Optimización de Pórtico Tipo Tijera de una Nave Industrial de 30 metros de Luz, Lima-2019*. 134pp.

Ventura Llican, Jassen Enrique (2021). *Diseño de una Nave Industrial para la Remodelación del Área de Preparación de Reactivos para Minería*. 208pp.

Zapata B, L (2008). *Diseño Estructural en Acero*. Alfaomega. 398pp

ANEXOS

ANEXO 01 Matriz de Operacionalización de Variables

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión	Indicadores	Escala de Medición	
Variable : Diseño Estructural	El diseño estructural es un método de procedimientos coherentes con lo cual se termina a entender los comportamientos físicos y mecánicos de las estructuras estudiadas y de sus miembros que conforman ante las solicitaciones de cargas (Navarro y Pérez, 2005, p.3). Alrededor de las edificaciones las fuerzas del viento hacen un proceso complejo y extremo lo que no se podría describir fácilmente. (Bablieto,2008, p.1-8). la energía de un sismo se libera en forma de ondas, y que éstas afectan de diversas maneras el suelo y las estructuras. Dicho de otra manera, el movimiento telúrico no daña las edificaciones por impacto, sino que éste se ve afectado por la inercia de la fuerza y que es generado por la vibración del peso de la edificación. A estas son las que llamamos fuerzas sísmicas. (SEISMOUS,2021,Breve guía de las fuerzas sísmicas, parr.3)	Para realizar el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial, se determinará mediante el análisis sísmico dinámico y por las cargas de viento, apoyándonos con el software SAP 2000.Se determinará la Comparación de las fuerzas de Viento y Sismo a través de las deformaciones y desplazamientos de los elementos estructurales de la nave industrial. Con el esfuerzo más crítico se diseñara los elementos estructurales lo cual será más óptimo y adecuado.	Cargas de Diseño	Cargas Sísmicas, zonificación, condiciones geotécnicas, parámetros de sitio, factor de amplificación sísmica, aceleración espectral, categoría de las edificaciones y factor de uso, análisis dinámico modal espectral	Norma E.020-cargas-Viento. Norma E.030 diseño sismorresistente	
				Cargas Muertas		
				Cargas Vivas		
				Cargas de Viento		
			Esfuerzos Actuantes	Desplazamientos laterales (Derivas Elásticas)	Reportes del software SAP 2000 de la combinación de esfuerzos. Desplazamientos y deformaciones de acuerdo al RNE E-030-Diseño sismorresistente	
			Diseño de Miembros Estructurales y Zapatas	Miembros Estructurales: Esfuerzos a Tensión, Esfuerzos de Compresión, Esfuerzos a Flexión y Punzonamiento	Diseño de elementos estructurales utilizando la norma AISC 360-16 y E 060(Zapatas).	

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO 02: Matriz de Consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA						
Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial						
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	VARIABLE	Dimensiones	Indicadores	METODOLOGIA	
¿De que manera el análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo influye en el Diseño Estructural de una Nave Industrial ?	Realizar el analisis comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial.		Cargas de Diseño	Cargas Sísmicas, zonificación, condiciones geotécnicas, parámetros de sitio, factor de amplificación sísmica, aceleración espectral, categoría de las edificaciones y factor de uso, análisis dinámico modal espectral	Tipo de Investigación: Aplicativo	
				Cargas Muertas	Nivel de Investigación: Explicativo	
				Cargas Vivas	Diseño de Investigación: No Experimental	
PROBLEMAS ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS				Enfoque de Investigación: Cuantitativa	
1.0 ¿Como el analisis por cargas de viento influye en el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial ?	1.0 Evaluar la influencia del análisis por cargas de viento para el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial .	Diseño Estructural		Cargas de Viento	Poblacion: Una Nave industrial	
2.0 ¿De qué manera el análisis sísmico dinámico espectral influye en el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial ?	2.0 Determinar la influencia del análisis sísmico dinámico espectral para el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial.			Esfuerzos Actuantes	Desplazamientos laterales (Derivas elásticas)	Muestra: nave industrial de 495 m ² ubicado en la ciudad de huamanga- Ayacucho
3.0 ¿Cuál será el criterio de diseño de los elementos estructurales en el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial ?	3.0 Realizar el diseño de los elementos estructurales en el Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial , utilizando el criterio de la norma AISC 360-16 y E 060(Zapatas).			Diseño de Miembros Estructurales y Zapatas	Miembros Estructurales: Esfuerzos a Tension, Esfuerzos de Compresion, Esfuerzos a Flexion y Punzonamiento	Muestreo: No Probabilístico de Tipo Intencional

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO 03: Validación de Expertos-Procedimientos de Validez

Experto 01

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
 ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 Facultad de Ingeniería Civil
VALIDACIÓN POR EXPERTOS

"Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial"

Parte A: Datos del experto

- Apellidos y Nombres : Aymer Quespa Carlos
- Grado académico : Ing. Civil
- Título profesional : INGENIERO CIVIL
- N° de registro CIP : 73.632

Parte B: Aspectos a considerar

Puntuación
 En las siguientes páginas usted evalúa los instrumentos de recolección de datos para poder validarlos.
 En las respuestas, por favor marque con una "X" la respuesta escogida entre las opciones que se presentan:

0. En desacuerdo
 1. De acuerdo

Validez

- **Validez de contenido:** Corresponde a medir la variable o dimensión.
- **Validez de constructo:** Corresponde a medir el indicador planteado.
- **Validez de criterio:** Clasificar según las categorías establecidas.

Especificaciones

- Claridad
- Objetividad
- Consistencia
- Coherencia
- Pertinencia
- Suficiencia
- Relevancia

Parte C: Validación

Validez	Pregunta	Puntuación		Observaciones
		0	1	
De contenido	1		X	
	2		X	
	3		X	
	4		X	
	5	X		
De constructo	6		X	
	7		X	
	8		X	
	9		X	
	10		X	
	11		X	
De criterio	12		X	
	13		X	
	14		X	
	15		X	
Total		01	14	

Observaciones (precisar si hay suficiencia): _____

Opinión de aplicabilidad: Aplicable Aplicable después de corregir No aplicable


Apellidos y nombre(s) del juez evaluador: Aymer Quespa Carlos

Especialista: Metodólogo Temático

Título profesional: INGENIERO CIVIL

N° de registro CIP: 73.632

Nota: Suficiencia, se dice suficiencia cuando los ítems planteados son suficientes para medir la dimensión



INGENIERO CIVIL
 CIP N° 73632
 Firma y Sello

ANEXO 04: Validación de Expertos-Procedimientos de Validez

Experto 02

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Facultad de Ingeniería Civil
VALIDACIÓN POR EXPERTOS

“Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial”

Parte A: Datos del experto

- Apellidos y Nombres : GOMEZ RAMIREZ TITO URIBE
- Grado académico : -
- Título profesional : ING. CIVIL
- N° de registro CIP : 217422

Parte B: Aspectos a considerar

Puntuación
 En las siguientes páginas usted evalúa los instrumentos de recolección de datos para poder validarlos.
 En las respuestas, por favor marque con una "X" la respuesta escogida entre las opciones que se presentan:

0. En desacuerdo
 1. De acuerdo

Validez

- **Validez de contenido:** Corresponde a medir la variable o dimensión.
- **Validez de constructo:** Corresponde a medir el indicador planteado.
- **Validez de criterio:** Clasificar según las categorías establecidas.

Especificaciones

- Claridad
- Objetividad
- Consistencia
- Coherencia
- Pertinencia
- Suficiencia
- Relevancia

Parte C: Validación

Validez	Pregunta	Puntuación		Observaciones
		0	1	
De contenido	1		X	
	2		X	
	3		X	
	4		X	
	5		X	
De constructo	6		X	
	7		X	
	8		X	
	9		X	
	10		X	
De criterio	11		X	
	12		X	
	13	X		
	14		X	
	15		X	
Total		02	13	

Observaciones (precisar si hay suficiencia): _____

Opinión de aplicabilidad: Aplicable Aplicable después de corregir No aplicable


Apellidos y nombre(s) del juez evaluador: GOMEZ RAMIREZ TITO URIBE

Especialista: Metodólogo Temático

Título profesional: ING. CIVIL

N° de registro CIP: 217422

Nota: Suficiencia, se dice suficiencia cuando los ítems planteados son suficientes para medir la dimensión



ANEXO 05: Validación de Expertos-Procedimientos de Validez

Experto 03

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
 ESCUELA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 Facultad de Ingeniería Civil
VALIDACIÓN POR EXPERTOS

“Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial”

Parte A: Datos del experto

- Apellidos y Nombres : SAUCHEZ SOCA RUBEN
- Grado académico :
- Título profesional : INGENIERO CIVIL
- N° de registro CIP : 71249

Parte B: Aspectos a considerar

Puntuación
 En las siguientes páginas usted evalúa los instrumentos de recolección de datos para poder validarlos.
 En las respuestas, por favor marque con una "X" la respuesta escogida entre las opciones que se presentan:

0. En desacuerdo
 1. De acuerdo

Validez

- **Validez de contenido:** Corresponde a medir la variable o dimensión.
- **Validez de constructo:** Corresponde a medir el indicador planteado.
- **Validez de criterio:** Clasificar según las categorías establecidas.

Especificaciones

- Claridad
- Objetividad
- Consistencia
- Coherencia
- Pertinencia
- Suficiencia
- Relevancia

Parte C: Validación

Validez	Pregunta	Puntuación		Observaciones
		0	1	
De contenido	1		X	
	2		X	
	3		X	
	4		X	
	5	X		
De constructo	6		X	
	7		X	
	8		X	
	9		X	
	10		X	
De criterio	11		X	
	12		X	
	13		X	
	14		X	
	15		X	
Total		1	14	

Observaciones (precisar si hay suficiencia):

Opinión de aplicabilidad: **Aplicable** **Aplicable después de corregir** **No aplicable**


Apellidos y nombre(s) del juez evaluador: Sanchez Soca Ruben

Especialista: Metodólogo Temático

Título profesional:

N° de registro CIP: 71249

Nota: Suficiencia, se dice suficiencia cuando los ítems planteados son suficientes para medir la dimensión



RUBEN SANCHEZ SOCA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP 71249
 Firma y Sello

ANEXO 07: Carta de Aceptación



CARTA DE ACEPTACION

Ayacucho, 18 de febrero de 2022

Señor:
José Luis Tineo Flores
TESISTA

Presente:

Tengo el agrado de dirigirme a Ud., con la finalidad de hacer de su conocimiento sobre la aceptación de su carta de autorización de tratamiento de datos con fines de investigación de la tesis denominado; **Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial – Huamanga.**

Saludos cordiales,

Atentamente,


ECOPSA CONSULTORES & EJECUTORES SAC
RUBÉN SANCHEZ SOICA
GERENTE GENERAL

ANEXO 08: Carta Emitido por la UCV



"Año del Fortalecimiento de la Soberanía Nacional"

ECOPSA CONSULTORES Y EJECUTORES SAC.	
Fecha:	18 / 03 / 22
Reg.:	305 Folios: 1
Hora:	10:54 am Firma: 

ATE, 17 de marzo de 2022

Señor(a)
RUBEN SANCHEZ SOCA
GERENTE GENERAL
ECOPSA CONSULTORES Y EJECUTORES SAC
CARRETERA HACIA TAMBILLO S/N-GUAYAICONDO

Asunto: Autorizar para la ejecución del Proyecto de Investigación de INGENIERÍA CIVIL

De mi mayor consideración:

Es muy grato dirigirme a usted, para saludarlo muy cordialmente en nombre de la Universidad Cesar Vallejo Filial ATE y en el mío propio, desearle la continuidad y éxitos en la gestión que viene desempeñando.

A su vez, la presente tiene como objetivo solicitar su autorización, a fin de que el Bach. JOSE LUIS TINEO FLORES del Programa de Titulación para universidades no licenciadas, Taller de Elaboración de Tesis de la Escuela Académica Profesional de INGENIERÍA CIVIL, pueda ejecutar su investigación titulada: **"ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL - HUAMANGA"**, en la institución que pertenece a su digna Dirección; agradeceré se le brinden las facilidades correspondientes.

Sin otro particular, me despido de Usted, no sin antes expresar los sentimientos de mi especial consideración personal.

Atentamente,



Mgtr. Robert Edinson Suclupe Sandoval
Coordinador Nacional del Programa de Titulación
Programa Académico de Ingeniería Civil

ANEXO 09: Estudio de Mecánica de Suelos



<https://www.soiltestperu.net/>

SOILTESTPERÚ

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO Y
DETERMINACION DE CAPACIDAD
PORTANTE DE SUELOS**

DEL PROYECTO:

**"ANALISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"**



Región : AYACUCHO
Provincia : HUAMANGA

**SOLICITANTE:
JOSE LUIS TINED FLORES**

MARZO 2022


SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ESPALLOS LACTAHUAMAN
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
C.I.P. 287451



INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

1. GENERALIDADES.....	3
1.1. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN PREVIA.	3
1.2. OBJETIVO DE ESTUDIO.....	3
1.3. NORMATIVIDAD ACTUAL.....	4
1.4. MARCO TEÓRICO.....	5
1.5. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.	6
1.6. ALTITUD DE LA ZONA Y CLIMA.	10
1.7. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA ESTUDIADA.	10
1.8. GEOLOGÍA LOCAL.....	10
2. INVESTIGACIÓN DE CAMPO.....	11
2.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	11
2.1.1. CALICATAS Y AFLORAMIENTOS DE EXPLORACIÓN.	11
2.1.2. MUESTREO Y REGISTRO DE EXCAVACIONES.	12
2.1.3. PERFILES DEL SUELO.....	12
3. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	14
3.1. ENSAYOS ESTÁNDARES.....	14
3.2. ENSAYOS ESPECIALES.....	16
4. PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACION.....	19
5. CAPACIDAD DE SOPORTE DEL TERRENO.....	20
5.1. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.....	20
6. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.....	23
6.1. SOBRE LAS PROPIEDADES DEL SUELO.....	23
7. ZONIFICACION SISMICA Y PARAMETROS.....	24
8. CONCLUSIONES.....	27
9. RECOMENDACIONES.....	28
10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	29

ANEXOS

- ✓ Registros de Campo
- ✓ Registros de Laboratorio
- ✓ Calculo y Análisis
- ✓ Panel Fotográfico





INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Índice de cuadros

CUADRO N° 1.- NORMAS APLICABLES SEGÚN RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 406-2018-VIVIENDA.	4
CUADRO N° 2.- UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.	6
CUADRO N° 3.- EXPLORACIONES EFECTUADAS.	11
CUADRO N° 4.- REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATAS.	12
CUADRO N° 5.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS.	15
CUADRO N° 6.- REGISTRO DE RESULTADOS DE LABORATORIO.	16
CUADRO N° 7.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS ESPECIALES.	18
CUADRO N° 8.- PARÁMETROS SÍSMICOS.	24

Índice de imágenes.

IMAGEN N° 1.- VISTA AÉREA DE LOCALIZACIÓN DEL TERRENO A NIVEL DE DISTRITO.	7
IMAGEN N° 2.- FOTOGRAFÍA SATELITAL DE LA ZONA DE INTERVENCIÓN.	8
IMAGEN N° 3.- VISTA AÉREA DE UBICACIÓN DEL TERRENO EN ESTUDIO.	9
IMAGEN N° 4.- MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA CONSIDERADO POR LA NORMA TÉCNICA E-030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL R.N.E.	25
IMAGEN N° 5.- MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE MÁXIMAS INTENSIDADES SÍSMICAS.	26

Índice de gráficos

GRÁFICO N° 1.- CURVA GRANULOMÉTRICA DE LA CALICATA-01.	23
GRÁFICO N° 2.- DIAGRAMAS DE LA CALICATA-01.	23

SOILTEST PERÚ S.R.L.
ING. LUIS W. ZEPALLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 283451

1. GENERALIDADES.

1.1. ANTECEDENTES E INFORMACIÓN PREVIA.

Los antecedentes previos es la información necesaria que se requiere para realizar el informe de capacidad portante, para el proyecto: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL", identificar las propiedades del suelo donde se realizará el proyecto.

Estos serán proporcionados por el solicitante; en la preparación del presente informe, se ha considerado lo siguiente:

- Visita al terreno donde se ubicará el proyecto (visita de campo del terreno a investigar).
- Exploración geotécnica efectuada por el personal especializado y personal de laboratorio, realizado el 16 de marzo del 2022.
- Toma de muestras de las calicatas efectuadas en la zona del proyecto (01 muestra con un peso aproximado de 20 kg para los ensayos a realizar en laboratorio), de la obra a cimentar.
- Antecedentes del proyecto proporcionados por el responsable del estudio de la entidad solicitante, como; datos generales de la zona, de los terrenos colindantes, de las edificaciones adyacentes y otra información necesaria.
- Otros estudios geotécnicos realizados por el suscrito en la zona.

1.2. OBJETIVO DE ESTUDIO.

El Objetivo del presente Informe Técnico, es exponer los resultados del informe de capacidad portante y ensayo de corte directo, realizado para el Proyecto: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL", se tiene por objetivo; determinar las condiciones geológicas y geotécnicas del suelo de fundación, para las estructuras proyectadas, este proyecto es encargado por el señor JOSE LUIS TINEO FLORES (Solicitantes).

Este proceso se realizó por medio de trabajos de campo, laboratorio, y resultados obtenidos en gabinete, que incluye la excavación de 01 calicata o pozos de exploración a cielo abierto, ensayos de laboratorio, a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, realizar las labores de gabinete en base a los cuales se define los perfiles estratigráficos y las recomendaciones generales para la cimentación de las estructuras proyectadas.



INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Este estudio se ha realizado mediante investigación geotécnica que involucra trabajos de campo, apertura de calicatas (calicatas a cielo abierto) toma de muestras, auscultación con equipos livianos y ensayos de laboratorio.

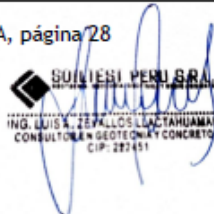
1.3. NORMATIVIDAD ACTUAL.

El presente Estudio de Suelos con fines de Cimentación está en concordancia con la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, la cual indica las Técnicas de Investigación en Campo y Laboratorio, aplicados en los EMS.

Cuadro N° 1.- Normas aplicables según Resolución Ministerial N° 406-2018-VIVIENDA.

DESCRIPCION	NORMA APLICABLE *
SUELOS. Metodo de ensayo de penetracion estandar SPT	NTP 339.133
SUELOS. Metodo para la clasificacion de suelos con propositos de ingenieria (sistema unificado de clasificacion de suelos SUCS)	NTP 339.134
SUELOS. Metodo de ensayo estandar para la densidad y peso unitario del suelo in situ mediante el metodo de cono de arena **	NTP 339.143
SUELOS. Metodo de ensayo estandar para densidad in situ del suelo y suelo agregado por medio de metodos nucleares (profundidad superficial)	NTP 339.144
SUELOS. Ensayo de penetracion cuasi-estatica profunda de suelos con cono y cono de friccion (CPT).***	NTP 339.148
SUELOS. Descripcion e identificacion de suelos. Procedimiento visual-manual	NTP 339.150
SUELOS. Metodo de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estatica y para cimientos aislados	NTP 339.153
SUELOS. Metodo normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos	NTP 339.155
SUELOS. Metodo de ensayo normalizado para la auscultacion con penetrometro dinamico ligero de punta conica (DPL)	NTP 339.159
SUELOS. Practica para la investigacion y muestreo de suelos por perforaciones con barrena	NTP 339.161
SUELOS. Guia normalizada para caracterizacion de campo con fines de diseno de ingenieria y construccion	NTP 339.162
SUELOS. Metodo de ensayo normalizado de corte con veleta en miniatura de laboratorio en suelos finos arcillosos saturados	NTP 339.168
SUELOS. Practica normalizada para la perforacion de nucleos de roca para la investigacion del sitio	NTP 339.173
SUELOS. Metodo de ensayo normalizado para la medicion de la densidad de suelos y rocas in-situ por el metodo de reemplazo con agua en un pozo de exploracion.**	NTP 339.253
SUELOS. Metodo de ensayo estandar para la determinacion de la densidad y peso unitario de suelos in situ por el metodo de balon de jebes.**	NTP 339.256
Metodo de ensayo normalizado para la medicion del potencial de colapso de suelos	NTP 339.163
Cono Dinamico Superpesado (DPSH) - ver ANEXO II de la norma	UNE 103-801
Auscultacion Dinamica mediante cono Tipo Peck (CTP)	(ver Anexo III)
Metodo de ensayo estandar para pruebas de integridad de impacto con baja deformacion en cimentaciones profundas (Stándar test method for low strain impact integrity testing of deep foundations)	ASTM D5882
Metodo de ensayo estandar para cimentaciones profundas bajo carga lateral (Stándar test method for deep foundations under lateral load)	ASTM D3966
* En todo los casos se usa la ultima version de la norma	
** estos ensayos se emplean para el control de la compactacion de rellenos controlados	
*** tambien conocido como "Ensayo de cono estatico"	

Fuente: Resolución Ministerial N° 406-2018-VIVIENDA, página 28



1.4. MARCO TEÓRICO

1.4.1 Origen y Formación de los Suelos

Los suelos tienen sus orígenes en los macizos rocosos preexistente que constituyen la roca madre, sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión en sus tres facetas: física, química y biológica. Los depósitos sedimentarios se forman por la acción de los procesos geomorfológicos y climáticos, destacando el medio de transporte y la meteorización. Unos ejemplos son los depósitos coluviales y aluviales.

1.4.2 Roca

Material sólido de origen natural formado por minerales y otras sustancias endurecidas, que, a diferencia del suelo fundamentalmente cuaternario, no pueden ser disgregados o excavados con herramientas manuales. Las rocas adecuadas para servir de apoyo a las cimentaciones deben presentar una alteración menor al 10% del área de la cimentación.

1.4.3 Rocas Fracturadas o Intemperizadas

Las rocas blandas, también descritas como rocas fracturadas o intemperizadas, son aquellas que puedan ser disgregadas o excavadas con herramientas manuales, deben ser tratadas como suelo para efectos de cálculos geotécnicos.

1.4.4 Suelos Rígidos

Los suelos rígidos, son aquellos que tienen la capacidad de un elemento estructural, como para soportan esfuerzos, sin adquirir grandes deformaciones, es decir tener resistencia a las mismas, dentro el rango elástico.

1.4.5 Estudios de Mecánica de Suelos

El estudio de mecánica de suelos con fines de diseño de cimentación, son el conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tiene por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación, que debe ser obligatoria considerado en el diseño: estructural y de sostenimientos de las excavaciones y durante la construcción del proyecto.

1.4.6 Profundidad de la Cimentación

La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de



INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación está referida al nivel del piso terminado del sótano más profundo. En el caso de plateas o losas, la profundidad de cimentación es la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.

1.4.7 Falla Local y General de los Suelos

Falla por corte general (arena densa), Falla por corte local (arena medio densa) y Falla por punzamiento (arena muy suelta) (Vesic 1973). En suelos gravo arenosos se considera la Falla por corte general.

1.5. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

1.5.1 Ubicación Política

El área donde se desarrolla el estudio del presente proyecto, tiene la siguiente ubicación política:

Departamento : Ayacucho.

Provincia : Huamanga.

1.5.2. Ubicación Geográfica

Geográficamente la zona en estudio se encuentra ubicada entre las coordenadas UTM

Cuadro N° 2.- Ubicación geográfica del área de estudio.

COORDENADAS UTM DATUM: WGS 84 ZONA 18L	VERTICE	COORDENADAS		
	ZONA DE INTERVENCIÓN	ESTE	NORTE	ALTURA
		588292.00	8543639.00	2766.00 msnm

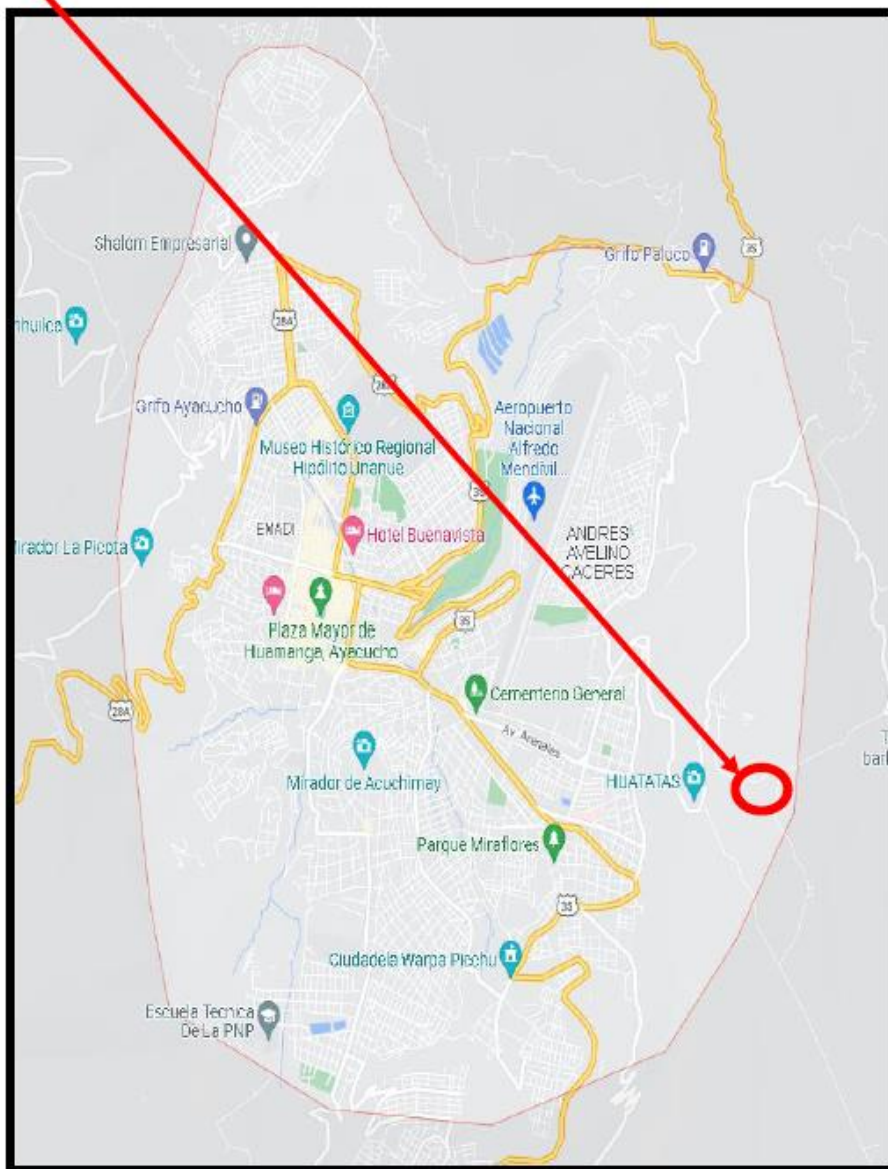
El área en estudio se desarrolla entre las cotas absolutas 2766.00 msnm.

Fuente: Elaboración propia.

SOILTEST PERÚ S.R.L.
ING. LUISA ZEPALLOS LLACAHUAMAN
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451

Imagen N° 1.- Vista aérea de localización del terreno a nivel de distrito.

ZONA DE ESTUDIO



Fuente: Google Earth.



SOILTEST PERÚ S.R.L.
ING. LUISA ZEVALLOS LLACAHUAMAN
CIP: 227451

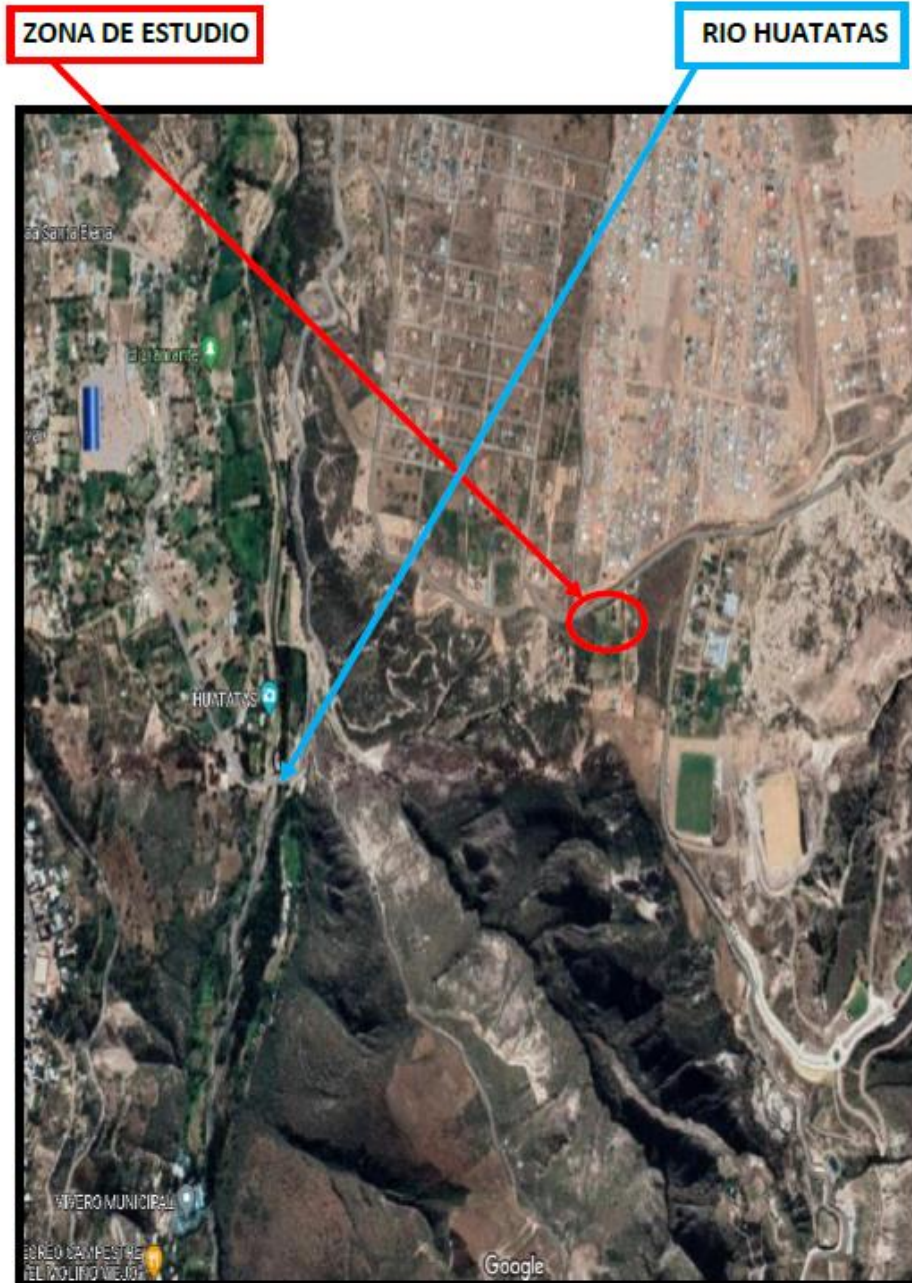
Dirección: AA.HH Covadonga Mz. "T" Lt. "04" – Ayacucho – Cel.: 999000041 - e-mail: soiltestperu srl@gmail.com



SOILTEST PERÚ

INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Imagen N° 2.- Fotografía satelital de la zona de intervención



Fuente: Google Earth.


SOILTEST PERÚ S.A.
ING. LUIS A. ESCALLOS LACAHUAMA
CIP: 287451

Dirección: AA.HH Covadonga Mz. "T" Lt. "04" - Ayacucho - Cel.: 999606064 / correo: soiltestperu@gmail.com

Imagen N° 3.- Vista aérea de ubicación del terreno en estudio

TERRENO DE ESTUDIO



Fuente: Google Earth.



INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

1.6. ALTITUD DE LA ZONA Y CLIMA.

La Zona de Estudio se encuentra a una altitud de 2766.00 m.s.n.m. Aproximadamente, por su altitud está ubicada en la sierra según la clasificación de Javier Pulgar en la región quechua. La zona está caracterizada por una estación seca de mayo a noviembre, con menores temperaturas, denominada invierno y otra estación lluviosa con mayores temperaturas, entre los meses de diciembre y abril. La época lluviosa dificulta la ejecución de obras de construcción. La temperatura media anual fluctúa entre 15°C y 19°C, y una temperatura máxima entre 22°C y 26°C.

1.7. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA ESTUDIADA.

El terreno presenta una superficie de pendiente media (0°-25°), con construcciones de viviendas, almacenes, existen gran cantidad de arbustos, toda el área de estudio se encuentra fuera del casco urbano de la ciudad de Huamanga.

1.8. GEOLOGÍA LOCAL

1.8.1. Geología local

La zona de estudio está localizada en la vertiente Coluvial. Está conformado por la fase volcánica explosivo, tobas (ignimbritas), tobas retrabajadas, limoarcillitas, diatomitas y areniscas grano fino. Según la Cronoestratigrafía, la geología de la zona en estudio pertenece al Cenozoico -Neógeno-Miocena.

Según la Litoestratigrafía, con respecto a las Unidades Estratigráficas, la zona está conformada, por la Formación Ayacucho (Nm-ay1).

SOILTEST PERÚ S.R.L.
ING. LUISA ZEPALLOS LACATAJAMAN
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 282451



2. INVESTIGACIÓN DE CAMPO.

2.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO.

El programa de exploración de campo se realizó mediante la excavación de (01) calicata en la modalidad "a cielo abierto", las mismas que fueron ubicadas convenientemente y con profundidades suficientes de acuerdo a la presencia de terreno de fundación similar y establecida en los Términos de Referencia.

Este sistema de exploración nos permite analizar directamente los diferentes estratos encontrados, así como sus principales características físicas y mecánicas, tales como: granulometría, color, humedad, plasticidad, compacidad. A continuación, se indica la relación de calicatas evaluadas según su ubicación y la profundidad alcanzada. (Se adjunta la fotografía que muestra el trabajo realizado en el Anexo: Panel Fotográfico).

2.1.1. CALICATAS Y AFLORAMIENTOS DE EXPLORACIÓN.

La exploración del subsuelo se realizó mediante dos (01) exploraciones; dos (01) excavaciones a cielo abierto o calicatas, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir el área estudiada. La profundidad explorada en las calicatas fue hasta 1.50 m.aprox.

De acuerdo a los requerimientos de la Norma E-050 "Suelos y cimentaciones", se programó la investigación del subsuelo mediante 01 exploraciones que fueron ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir el área estudiada.

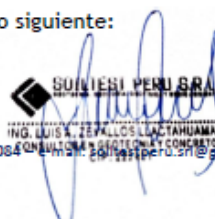
Cuadro N° 3.- Exploraciones efectuadas.

Exploración	TIPO	Prof. (m.)	Prof. Nive Freático (m).
C-1	Calicata	Hasta 1.50	--

Fuente: Elaboración Propia.

Se realizó la excavación de pozos o calicatas de exploración, la inspección fue apoyada con afloramientos de laderas existentes, con lo cual se pudo apreciar directamente el perfil estratigráfico de la zona de estudio, cubriendo el área de influencia del posible emplazamiento de la cimentación de las construcciones a proyectarse, extrayendo muestras en cantidad suficiente que nos ha permitido inferir características del suelo de fundación.

El resumen de las exploraciones, donde se muestra las ubicaciones, profundidades, depósitos y tipo de suelo, se presenta en el cuadro siguiente:





INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Cuadro N° 4.- Registro de excavación de calicatas.

Calicata N°	Estrato / Muestra	Ubicación de la excavación	Depósitos	Suelo
C-01	E2 / M2	588292.00 E / 8543639.00 N	Depósitos Coluviales	Arena limosa con grava

Fuente: Elaboración Propia.

2.1.2. MUESTREO Y REGISTRO DE EXCAVACIONES.

Se tomaron muestras alteradas o disturbadas de las calicatas y estratos atravesados, para determinar las características físicas mecánicas, luego se toma la muestra más representativa según la inspección visual realizada en campo, la inspección visual es el reconocimiento preliminar del suelo sin necesidad de empleo de equipos o ensayos de laboratorio, según la NTP 339.150 ASTM D 2488. Los ensayos de laboratorio confirmarán y permitirán precisar la información obtenida del terreno.

Se obtuvo muestras alteradas tipo MAB (Muestra alterada en bolsa de plástico) de las calicatas para los ensayos estándares, así como para los ensayos especiales muestras inalteradas en bloque (tipo MIB) o muestras alteradas, las cuales fueron remodeladas en laboratorio para simular las condiciones de campo, también se obtuvo muestras alteradas para la determinación del contenido de humedad en recipientes herméticamente cerrados (tipo MAH).

2.1.3. PERFILES DEL SUELO.

Basándose en las exploraciones de campo, los resultados de los ensayos de laboratorio y la información revisada se ha definido el siguiente perfil estratigráfico para la compactación del área de estudio, los formatos completos se presentan en el (Anexo I).

SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZEPALLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451

3.1.4. Límites de Atterberg (LL, LP, IP) (ASTM D4318).

Los límites de Atterberg, límites de plasticidad o límites de consistencia, se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, aunque su comportamiento varía a lo largo del tiempo. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916).

La información de los límites de Atterberg del suelo es utilizada para la clasificación del mismo.

3.1.5. Clasificación de Suelos (ASTM D2487).

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) deriva de un sistema desarrollado por A. Casagrande la cual nos permite clasificar al suelo y conocer sus características generales.

Este sistema nos da una clara distinción entre tres grandes grupos de suelos:

- a) Suelos de grano grueso (G y S), gravas y arenas o sus mezclas.
- b) Suelos de grano fino (M y C), limos y arcillas o sus mezclas.
- c) Suelos Orgánicos (O, Pt), suelos orgánicos y turbas.

La Clasificación AASHTO el cual tomo como modelos al sistema desarrollado por Casagrande, considera 7 grupos básicos de suelos, numerados desde el A-1 hasta el A-7, el cual es utilizado mayormente para estudios de carretera, también nos ayuda a poder clasificar el tipo de suelo.

El suelo representativo ensayado, se ha clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se presentan en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 5.- Clasificación de suelos

CALICATA	C-1
Muestra	M-2
PROF.(m)	0.50 - 1.50
Tamaño Máximo (um.)	1 1/2"
Pasa Malla N° 4	84.35
Pasa Malla N° 200	18.62
Contenido de Humedad	9.45
Límite Líquido (%)	39.12
Límite Plástico (%)	N.P.



SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZEPALLOS LACTAJUANA
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451

Índice Plástico (%)	N.P.
CLASIFICACIÓN SUCS	SM
Denominación	Arena Limosa con Grava

Anexos: Certificados de Laboratorio.

Se extrajeron muestras disturbadas representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos de laboratorios estándar, especiales y análisis químicos. Se realizó la descripción visual-manual en campo (NTP 339.150) de los suelos observados, para luego ser corroborado en el laboratorio.

3.1.6. Registro de Resultados de Laboratorio.

Los ensayos estándares se efectuaron en el laboratorio, para la clasificación de suelos y determinar las propiedades físicas, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Material (ASTM) y la Norma Técnica Peruana (NTP) y las Normas del MTC- Ensayos de Materiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, fueron los siguientes:

- Obtención de muestras por cuarteo MTC E 105-2016
- Análisis granulométrico por tamizado NTP 339.128 (ASTM D-422)
- Límites Líquido de los suelos MTC E 110-2016
- Límites Plástico de los suelos MTC E 111-2016

Cuadro N° 6.- Registro de Resultados de Laboratorio.

CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	ENSAYOS ESTANDAR				
		SUSC	AASHTO	% Finos	LL%	IP%
C-01 / E-2	1.50	SM	A-2-4(0)	18.62	39.12	N.P.

Fuente: Elaboración Propia

3.2. ENSAYOS ESPECIALES.

Se efectuaron ensayos especiales de laboratorio, específicamente para el presente Estudio de Mecánica de Suelos se realizó el Ensayo de Corte Directo, para determinar la capacidad de carga de los suelos estudiados y si este es capaz de soportar los esfuerzos producidos por las estructuras a cimentar.

- Ensayo de corte directo NTP 339.171 (ASTM D 3080)

El ensayo de Corte Directo tiene como objetivo determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra, valor que, entre otras cosas será muy útil para el cálculo de la



SOILTESTPERÚ

INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Con el Ensayo de Resistencia al corte se obtuvo los coeficientes geotécnicos que representan el criterio de rotura de Mohr Coulomb, como son la cohesión del suelo (C) y el ángulo de fricción del suelo (ϕ).

Cuadro N° 7.- Resultados de los ensayos especiales.

MUESTRA	SUCS	NOMBRE DE GRUPO (ASTM 2000) D-2487	COHESION C' (Kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCIÓN (ϕ)
C - 01	SM	Arenosa Limosa con Grava	0.03	32.87°

Fuente: Elaboración Propia

SOILTEST PERÚ S.R.L.
ING. LUIS A. ZEVALLOS LACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451



5. CAPACIDAD DE SOPORTE DEL TERRENO.

5.1. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

a) Ecuación General de la Capacidad de Carga.

Usando la ecuación de Meyerhof (1963):

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (1)$$

$$q_{ADMISIBLE} = \frac{q_{última}}{FS} \quad (2)$$

Donde:

q_u	=	Capacidad última de carga (Kg / Cm ²)
$q_{ADMISIBLE}$	=	Capacidad admisible de carga del terreno (Kg / Cm ²)
FS	=	Factor de seguridad
γ	=	Peso unitario del suelo natural (Densidad Húmeda Natural de Terreno)
B	=	Ancho de zapata (Ancho menor de Cimiento, mts.)
q'	=	Esfuerzo efectivo vertical en el fondo de la cimentación
D_f	=	Profundidad de cimentación (Profundidad de Desplante)

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores por corrección de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores por corrección de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de Inclinación de carga

b) Según los resultados del laboratorio.

Usando la ecuación de Vésic:

También la capacidad de carga se puede determinar basándose en la fórmula de Terzaghi con su teoría de rotura por corte general y corroborada por Meyerhof, usando las siguientes ecuaciones:


SOILTEST PERÚ S.R.L.
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 282451

$$Q_{\text{última}} = N_c * C * S_c + N_q * q * S_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma \quad (1)$$

$$q_{\text{ADMISIBLE}} = \frac{Q_{\text{última}}}{FS} \quad (2)$$

Donde:

- q última = Capacidad última de carga
- q ADMISIBLE = Capacidad admisible de carga del terreno (Kg / Cm2)
- FS = Factor de seguridad
- γ = Peso unitario del suelo natural (Densidad Húmeda Natural del Terreno)
- B = Ancho de zapata (Ancho menor de Cimiento, mts.)
- q = Sobre carga
- Df = Profundidad de cimentación (Profundidad de Desplante)
- Nc, Nq, N γ = Factores de capacidad de carga
- Sc, Sq, S γ = Factores de forma

Para cimientos corridos:

$$qa = \gamma * (Df * Nq + 0.5 * B * N_\gamma) / FS \quad (3)$$

Para cimientos cuadrados ó rectangulares:

$$qa = \gamma * (Df * Nq_1 + 0.4 * B_1 * N_{\gamma_1}) / FS \quad (4)$$

Nq = Factor unidimensional de capacidad de carga, dependiente del ancho y de la zona de empuje pasivo función del ángulo de fricción interna (ϕ), considera la influencia del peso del suelo.

N γ = Factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga (densidad de enterramiento). Función del ángulo de fricción interna. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área $\gamma * Df$, del suelo que rodea la zapata.

FS = Factor de seguridad, que toma en consideración lo siguiente:

- (a) Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.

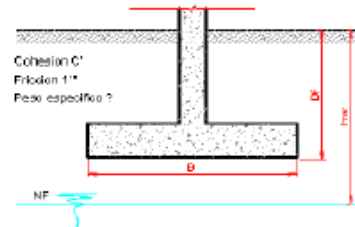
- (b) Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo.
- (c) Disminuciones locales menores que se producen en la capacidad de carga de los suelos colapsables, durante o después de la Construcción.
- (d) Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir el suelo cuando éste, está próximo a la carga crítica o a la rotura por corte.

Por lo expuesto adoptaremos FS igual a 3 valor establecido para estructuras permanentes.

Finalmente debido a las características del suelo de cimentación, el cual está conformado por suelo de arcilla limosa con arena, se considera para este tipo de material los resultados obtenidos del ensayo de clasificación de suelos.

Imagen N° 4.- Parámetros de cálculo, Calicata - 01.

Cohesión C' (KN/m ²)	=	2.94
Fricción ϕ'	=	32.87
Peso específico γ (KN/m ³)	=	17.18
Profundidad de cimentación D_f	=	1.5
Base de cimentación B (m)	=	1
Largo de cimentación (m)	=	1
Altura del nivel Freático (hw)	=	0
Peso específico saturado γ_{sat} (KN/m ³)	=	18.90
Inclinación de carga sobre la cimentación (θ)	=	0



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N° 5.- Resultados de la capacidad de carga, Calicata - 01

$$\begin{aligned}
 q_u &= 4.73 \\
 q_{ad} &= q_u / FS \\
 FS &= 3.00 \\
 \mathbf{q_{ad} : 1.58 \text{ kg/cm}^2}
 \end{aligned}$$

Fuente: Elaboración propia.



7. ZONIFICACION SISMICA Y PARAMETROS

7.1. Aspectos Importantes de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente

- La estructura no debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- No deben emplearse parámetros de diseños inferiores a los indicados en la Norma, específicamente a lo referido a los suelos de fundación.
- Tipos de perfiles de suelos (los más recurrentes):
 - Perfil Tipo S0: Roca dura, rocas sanas.
 - Perfil Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos, rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos, rocas fracturadas, arena muy densa o grava arenosa densa, arcilla muy compacta.
 - Perfil Tipo S2: Suelos intermedios, suelos medianamente rígidos, arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, suelo cohesivo compacto.
 - Perfil Tipo S3: Suelos blandos, suelos flexibles, arena media a fina o grava arenosa, con valores de SPT N60 menores a 15, suelo cohesivo blando.

Para el análisis sismo resistente, según los parámetros geomecánicas de los suelos representativos, como estrato resistente o de cimentación, se recomienda utilizar los siguientes parámetros sísmicos:

Cuadro N° 8.- Parámetros Sísmicos.

Descripción	Valor
Tipo de suelo	SM
Perfil	TIPO S2
Profundidad del estrato de cimentación promedio (m.)	1.5m
Factor de zona, Z	0.25
Factor de ampliación de ondas sísmicas, S	1.0



SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZEPALLOS LANCHUAMAN
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451



SOILTESTPERÚ

INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Imagen N° 4.- Mapa de zonificación sísmica considerado por la norma Técnica E-030 "Diseño Sismorresistente" del R.N.E.



LEYENDA

	ZONA 1
	SISMICIDAD BAJA
	ZONA 2
	SISMICIDAD MEDIA
	ZONA 3
	SISMICIDAD ALTA
	ZONA 4
	SISMICIDAD MUY ALTA

Reglamento Nacional de Edificaciones
D.S. Nº 003-2010-VIVIENDA

SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZEPALLOS LACAYUMAMAN
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451



SOILTESTPERÚ

INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Imagen N° 5.- Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas



SOLTESI PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ESPALLOS LACAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451



SOILTESTPERU

INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

8. CONCLUSIONES.

1. El presente estudio servirá para el Proyecto: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL" específicamente para la construcción de estructuras de concreto armado.
2. En la zona de estudio NO se ha evidenciado problemas de geodinámica externa que puedan afectar la funcionabilidad de la estructura, esto según lo inspeccionado al momento de visita de la zona de estudio, y consultando por anteriores proyectos ejecutados en dicha zona.
3. Según la información geológica de los suelos son los denominados suelos coluviales, la zona de estudio está localizada en la vertiente o piedemonte coluvial conformado por lavas y tobas; según la cronoestratigrafía, la geología de la zona en estudio pertenece al Cenozoico Neógeno -Mioceno y según la Litoestratigrafía, con respecto a las Unidades Estratigráficas, la zona está conformada, por tobas retrabajadas, limoarcillitas, diatomitas, pómez y areniscas grano fino.
4. Se ha verificado en las excavaciones realizadas en el área correspondiente a la zona de emplazamiento del proyecto, la presencia de suelos no apropiados como antrópicos y rellenos no controlados (por ningún motivo se debe cimentar en estos suelos sin un trato apropiado del terreno).
5. De los resultados de laboratorio del ensayo de corte directo se han obtenido los parámetros de resistencia del suelo de la Calicata - 01, con lo cual se ha procedido a determinar la capacidad de carga del terreno, a una determinada altura de fundación y/o cimentación de la estructura.

MUESTRA	COHESION C' (Kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCIÓN (Ø)
C - 01	0.03	32.87°


SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZAVALLLOS LACTAHUAMA
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
C.I.P. 282451

6. De acuerdo a los resultados de laboratorio y mediante la capacidad de carga ultima (formula de Meyerhof -1963, y Terzaghi -1943) de ha determinado la capacidad de carga admisible de la calicata-01, para una profundidad de cimentación de 1.50 m, con respecto a nivel de terreno natural.

MUESTRA	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE	PROFUNDIDAD
C - 01	1.58	1.50



SOILTESTPERÚ

INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

9. RECOMENDACIONES.

1. Para garantizar la mejor calidad de la obra, se recomienda un control estricto en cuanto a los materiales y los procedimientos constructivos, de acuerdo a las Especificaciones Técnicas y las normas de control de calidad.
2. Se debe tener en consideración que antes del proceso de vaciado del concreto fresco, el fondo de la cimentación debe de estar completamente limpio, sin presencia de terrones o partículas desprendidas del talud del mismo cimiento.
3. No se procederá a cimentar en lugares donde se encuentre niveles freáticos elevados y en presencia de suelos antrópicos, los cuales puedan comprometer la cimentación.

SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZEPALLOS TAJAHUAMÁN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451



INFORME DE CORTE DIRECTO Y CAPACIDAD PORTANTE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

SOILTESTPERÚ

10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Norma E-050, Suelos y Cimentaciones.
- Norma E-030, Diseño Sismorresistente.
- Alva Hurtado J. E., Meneses J. y Guzmán V. (1984), "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", Segunda Edición 1973.
- Peck, Hanson, Thornburn "Ingeniería de Cimentaciones", 2000.
- Vesic A., "Análisis de la Capacidad de Carga de las Cimentaciones Superficiales", JSMFD, ASCE, Vol. 99, 1971.
- Braja M. Das "Fundamentos de Ingeniería Geotecnia", Edición 1999.
- Reglamento Nacional de Edificación, Edición junio 2016, Perú.

Ayacucho, 19 de marzo del 2022.

SOILTEST PERÚ S.R.L.
ING. LUIS A. ZEPALLOS LACAYAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451



SOILTESTPERÚ



ANEXO I: REGISTROS DE CAMPO

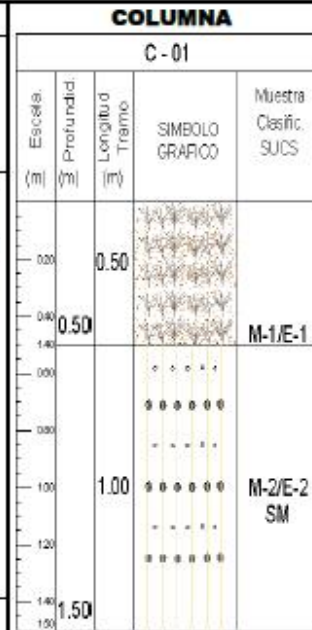


SOILTEST PERÚ

SOILTEST PERÚ LA CALIDAD, NUESTRA EXCELENCIA

PARTE DE LA EXPLORACION	OBRA :	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL*
	CALICATA :	C - 01
	FECHA DE REALIZACION :	MARZO 2022
	UBICACIÓN EXPLORAC. :	Datum WGS84 Huso 18 Zona L - E=586292.00m N=8543639.00m
	SOLICITANTE :	JOSE LUIS TINCO FLORES
TIPO DE EXCAVACION :		MANUAL
PROFUNDIDAD :	1.50m	
DESCRIPCION :	De 0.00m a 0.50m terreno orgánico, color gris claro, conformado por un suelo con presencia de material consolidado, con presencia de raíces insipientes, hojas de ramas secas. De 0.50m a 1.50m, según la inspección en campo corresponde a un tipo de depósito coluvial, terreno de color marronoso claro, conformados por un suelo de ARENA LIMOSA CON GRAVA que se cataloga en el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS como un SM y el sistema de Clasificación del AASHTO como un A-2-4 (0), con presencia de material gravoso (15.65%), con gran cantidad de arena (65.74%) y cantidad de finos (18.62%), la fracción que pasa la malla N° 40 es ligeramente limosa, (límite líquido 39.12 %, no presenta índice plástico ni límite plástico, lo que indica que la fracción fina es limosa sin arcilla), con una compactación natural y cohesión de 0.03, la compactación en el momento de auscultación es casi firme (LP<w), el terreno se podría considerar de estructura homogénea, tiene una resistencia a la excavación manual baja cuando está húmedo, de talud vertical con un grado de estabilidad	
NIVEL FREATICO :	A la profundidad de excavación no se encuentra.	

ING. LUISA ZEPALLOS LACTAHUAMAN
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 282451





**ANEXO II:
REGISTROS DE LABORATORIO**



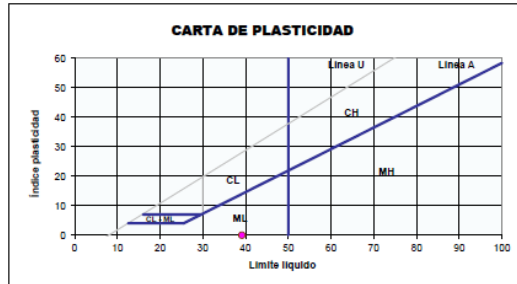
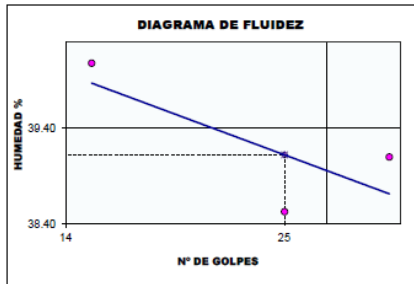
SOILTEST PERÚ LA CALIDAD, NUESTRA EXCELENCIA

SOILTESTPERÚ

Proyecto : "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"
 Solicitante : JOSE LUIS TINEO FLORES Region : AYACUCHO
 Calicata : C - 01 Provincia : HUAMANGA
 Estrato : E - 02 Distrito : AYACUCHO
 Fecha : MARZO 2022



LÍMITES DE CONSISTENCIA		LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-4319, MTC E 111-2000)			LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-4319, MTC E 111-2000)		LÍMITES DE CONSISTENCIA	
recipiente	Unidades	58	100	14	0	0	LL (%) =	39.12
Peso Recipiente + Suelo Húmedo	gr	39.08	38.98	36.58	0.00	0.00	LP (%) =	N.P.
Peso Recipiente + Suelo Seco	gr	33.95	34.68	32.24	0.00	0.00	LL - LP = IP (%) =	N.P.
Peso del Recipiente	gr	21.15	23.52	21.14	0.00	0.00		
Peso del Suelo Seco	gr	12.80	11.16	11.10	0.00	0.00		
Peso del Agua	gr	5.13	4.30	4.34	0.00	0.00		
Contenido de Humedad	%	40.08	38.53	39.10	0.00	0.00		
Número de Golpes		15	25	33				



DIRECCION ASOC. COVADONGA M2 "T" LT N°4 - Huamanga - Ayacucho, CEL: 99960604, TEL: 066-280683, EMAIL: andy.zevallos@gmail.com



SOILTEST PERÚ LA CALIDAD, NUESTRA EXCELENCIA

SOILTESTPERÚ

Proyecto : "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"
 Solicitante : JOSE LUIS TINEO FLORES Region : AYACUCHO
 Calicata : C - 01 Provincia : HUAMANGA
 Estrato : E - 02 Distrito : AYACUCHO
 Fecha : MARZO 2022



ENSAYO ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (ASTM DE 422,D 4318, D 2487, D 2216, D 4254,D 854, DE 1557)

TAMICES ASTM	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	% QUE PASA	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO		ENSAYO ESTANDAR		COEFICIENTES DE UNIFORMIDAD Y CURV.					
						Peso seco inicial (gr)	1596.40	% Grava	15.65	D10 (mm)	0.040	D30 (mm)	0.243	D60 (r)	
2 1/2"	63.500					peso seco lavado (gr)	1299.20	% Arena	65.74	Cu = 27.01 Cc = 1.35					
2"	50.800					Pérdida por lavado (gr)	297.20	% Finos	18.62						
1 1/2"	38.100	110.90	6.95	6.947	93.05										
1"	25.400	0.00	0.00	6.947	93.05										
3/4"	19.050	15.00	0.94	7.886	92.11										
1/2"	12.700	38.00	2.38	10.267	89.73										
3/8"	9.525	20.70	1.30	11.564	88.44										
1/4"	6.350	31.30	1.96	13.524	86.48										
N° 4	4.750	33.90	2.12	15.648	84.35										
N° 8	2.380	128.90	8.07	23.722	76.28										
N° 10	2.000	34.40	2.15	25.877	74.12										
N° 16	1.190	185.50	11.62	37.497	62.50										
N° 20	0.840	137.20	8.59	46.091	53.91										
N° 30	0.590	121.60	7.82	53.708	46.29										
N° 40	0.425	112.60	7.05	60.762	39.24										
N° 50	0.297	99.90	6.26	67.020	32.98										
N° 60	0.250	40.60	2.54	69.563	30.44										
N° 80	0.177	76.30	4.78	74.342	25.66										
N° 100	0.149	37.20	2.33	76.673	23.33										
N° 200	0.075	75.20	4.71	81.383	18.62										
FONDO LAVADO		297.20	18.62	100.000	0.00										
TOTAL		1596.40													

CLASIFICACION DE SUELOS		
AASHTO		SUCS
A-2-4	(0)	SM ARENA LIMOSA CON GRAVA

DIRECCION ASOC. COVADONGA M2 "T" LT N°4 - Huamanga - Ayacucho, CEL: 99960604, TEL: 066-280683, EMAIL: andy.zevallos@gmail.com



SOILTESTPERÚ

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)

Proyecto : "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Solicitante : JOSE LUIS TINEO FLORES Región : AYACUCHO

Calicata : C-01 Provincia : HUAMANGA

Estrato : E-02 Distrito : AYACUCHO

Fecha : 19/03/2022

DATOS

Estado : REMOLDEADO (MATERIAL < TAMIZ N° 4)

Profundidad : E-02

Tipo de Caja : CIRCULAR

Diametro : 61.3 mm Espesor muestra caja: 20.0725 mm

Tipo de ensayo : CORTE DIRECTO

Especimen N°	A	B	C
Diametro de la muestra (mm) :	61.33	61.33	61.33
Altura inicial de la muestra (mm) :	20.07	20.07	20.07
Densidad Humeda Inicial (tn/m ³) :	1.92	1.91	1.94
Contenido de Humedad (%) :	9.60%	10.00%	10.50%
Densidad Seca Inicial (tn/m ³) :	1.75	1.74	1.76
Deformacion vertical despues de la consolidacion (mm)	0.315	0.548	0.556
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (mm)	19.76	19.52	19.22
Esfuerzo Normal (kgf/cm ²)	0.42	0.85	1.69
Esfuerzo de Corte Maximo (Kpa)	29.11	58.22	110.01
Esfuerzo de Corte Maximo (kgf/cm ²)	0.30	0.59	1.12

LOS PARAMETROS GEOTECNICOS DE RESISTENCIA SON:

Angulo de friccion interna ϕ' (°) : 32.87Cohesion C' (kg/cm²) : 0.03

RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN LABORATORIO:

NORMAL (σ)	ESFUERZO CORTANTE (τ)				
	ENSAYO		AJUSTE		
	Kpa	Kg/cm ²	Factor	Kg/cm ²	Kpa
0.42	29.11	0.297	1.00	0.297	29.129
0.85	58.22	0.594	1.00	0.594	58.259
1.69	110.01	1.122	1.00	1.122	110.082

SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZEPALLOS LACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 283451



SOILTESTPERÚ LA CALIDAD, NUESTRA EXCELENCIA

SOILTESTPERÚ

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)

Proyecto : "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"

Solicitante : JOSE LUIS TINEO FLORES

Región : AYACUCHO

Calicata : C-01

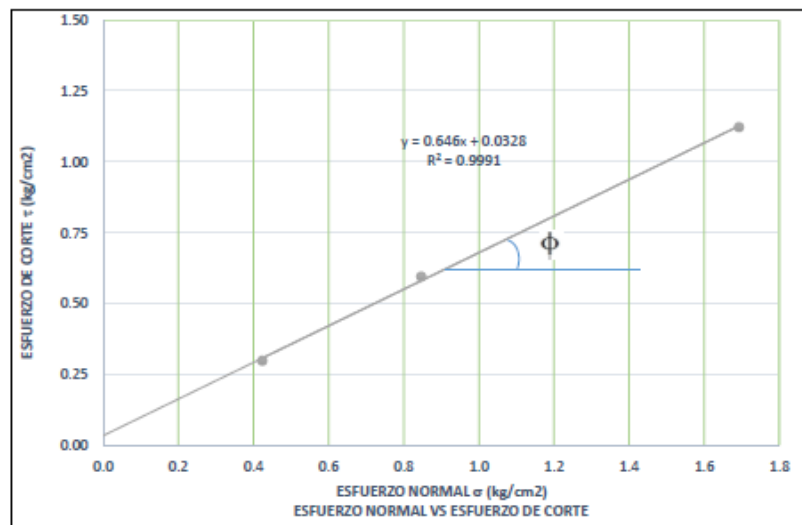
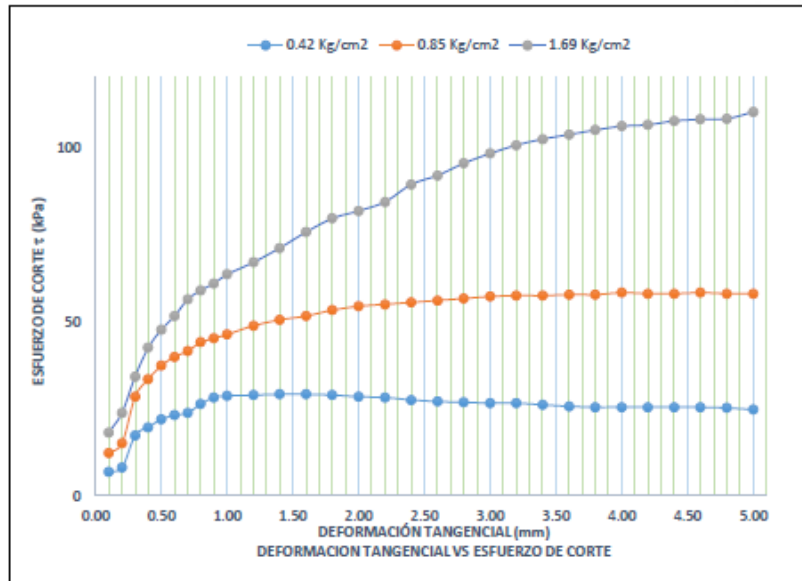
Provincia : HUAMANGA

Estrato : E - 2

Distrito : AYACUCHO

Fecha : 19/03/2022

ING. LUIS A. ZEVALLOS LACTAHUAMA
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 287451



Angulo de fricción interna ϕ (°) : 32.87° Cohesion C () : 0.03 kg/cm² = 2.942 kN/m²

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)**

Proyecto	: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL"		
Solicitante	: JOSE LUIS TINEO FLORES	Región	: AYACUCHO
Calicata	: C-01	Provincia	: HUAMANGA
Estrete	: E - 2	Distrito	: AYACUCHO
Fecha	: 19/03/2022		

CONCLUSIONES:

1. En el Equipo de Ensayo de Corte Directo (CD), se emplea para conseguir la rotura de una muestra de suelo, según un plano determinado, con el fin de conocer experimentalmente los parámetros geotécnicos de Cohesión (C) y Angulo de Rosamiento (ϕ), que nos definen la resistencia del suelo, mayormente granular.
2. La determinación de las envolventes de falla y el desarrollo de criterio para interpretar y evaluar los resultados del ensayo se dejan a criterio del Ingeniero o el solicitante de la información.
3. Los resultados de los ensayos pueden ser afectados por la presencia de partículas de suelo o fragmentos de roca o ambos.
4. Las condiciones de prueba incluyendo el esfuerzo normal y la humedad ambiental son seleccionadas, las cuales respresentan las condiciones del suelo que son investigadas.
5. En el presente ensayo se ha determinado los siguientes parámetros de resistencia del suelo para la calicata (C-1):

Angulo de friccion interna ϕ' (°)	32.87	(°)
Cohesion C' (kg/cm2)	0.03	(kg/cm2)


SOILTEST PERÚ S.R.L.
 ING. LUIS ZEVALLOS LACTAHUAMA
 CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
 CIP: 287451





ANEXO III: CÁLCULO Y ANALISIS



CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Muestreado por: Jean P.
 Ensayado por : Jean P.
 Fecha de Ensayo : 19/03/2022
 Turno : Diurno

“ANALISIS COMPARATIVO DE LAS FUERZAS DEL VIENTO Y SISMO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL”

SOLICITANDO : JOSE LUIS TINEO FLORES
PROVINCIA : HUAMANGA
DISTRITO : AYACUCHO
EXPLORACION : C-01

Cohesión C' (KN/m ²)	=	2.94
Fricción φ' °	=	32.87
Peso específico γ (KN/m ³)	=	17.18
Profundidad de cimentación Df	=	1.5
Base de cimentación B (m)	=	1
Largo de cimentación (m)	=	1
Altura del nivel Freático (hw)	=	0
Peso específico saturado γsat (KN/m ³)	=	18.90
Inclinación de carga sobre la cimentación (°)	=	0



A) Calculo de la capacidad de carga por la formula de Vesic.

qu = Capacidad Ultima de carga en la base.

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

donde:

c' = Cohesión
 γ = Peso específico del suelo

- a). q' = Esfuerzo efectivo vertical en la fono de la cimentación
- b). Nc, Nq, Ny = Factores de capacidad de carga
- c). Fcs, Fqs, Fys = Factores por correccion de forma
- d). Fcd, Fqd, Fyd = Factores por correccion de profundidad
- e). Fci, Fqi, Fyi = Factores de inclinacion de carga

a). El esfuerzo efectivo en el fondo de la cimentación:
 q' = 25.77 KN/m²

b). Los factores de capacidad de carga, según Vesic 1973 es:

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{m \tan \phi'}$	=	25.69
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	=	38.21
$N_y = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$	=	34.49

c). Los factores de corrección por forma por De Beer 1970 son:

$F_{cs} = 1 + B N_q / (L N_c)$	=	1.67
$F_{qs} = 1 + B/L \tan \phi'$	=	1.65
$F_{ys} = 1 - 0.4 B/L$	=	0.60

d). Los factores por correccion de profundidad por Hansen 1970 son:

$F_{cd} = 1 + 0.4 Df/B$	=	1.60
$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' [1 - \sin \phi']^2 Df/B$	=	1.41
F_{yd}	=	1.00

e). Los factores por correccion de inclinacion por Meyerhof 1963 son:

$F_{ci} = F_{qi} = (1 - B^2 / 90B)^2$	=	1.00
$F_{yi} = (1 - B^2 / \phi')^2$	=	1.00

SOLTEST PERU S.R.L.
 ING. LUIS A. ZEPALLOS LLACAHUAMAN
 CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
 CIP: 287451

Los factores por corrección por compresibilidad del suelo por Vesic 1973 son:

1. Calcule el índice de rigidez crítica como:

$$I_{rc} = 0.5 \left(\exp\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L}\right) \cot(45 - \phi'/2) \right)$$

$$I_{rc} = 15.88$$

Variación de I_{rc} con ϕ' y B/L		
ϕ' grados	$B/L = 0$	$B/L = 1$
0	13	8
10	25	15
15	37	20
20	55	30
25	89	44
30	152	70
35	283	120
40	592	225

Por lo tanto

$$I_{rc} = 60.00$$

2. Calcule el índice de rigidez como:

$$I_r = E_s / (2(1 + \mu_s)(c' + q' \tan \phi'))$$

Donde:

E_s = Modulo de elasticidad del suelo drenado.

$E_s = m \text{ Pa}$

Donde: P_a = presión atmosférica ($\approx 100 \text{ KN/m}^2$ o 2000 lb/ft^2)

$m =$ $\begin{cases} 100 \text{ a } 200 \text{ para suelos sueltos} \\ 200 \text{ a } 500 \text{ para suelo medio denso} \\ 500 \text{ a } 1000 \text{ para suelo denso} \end{cases}$

$$m = 250$$

$E_s = m \text{ Pa} = 2548.42 \text{ tn/m}^2$

$$= 25000.00 \text{ KN/m}^2$$

μ_s = relación de poisson del suelo drenado

$\mu_s = 0.1 + 0.3(\phi' - 25)/20$ para $25^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$

$$\mu_s = 0.22$$

$$I_r = 523.76$$

3. Si $I_{rc} \leq I_r$, entonces:

$F_{cc} =$	1.00
$F_{qc} =$	1.00
$F_{yc} =$	1.00

Por lo tanto:

q_u = Capacidad Ultima de carga en la base de la cimentación

$$q_u = 2010.05 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_u = 20.49 \text{ kg/cm}^2$$

B) Calculo de la capacidad de carga por Terzaghi.

La capacidad de carga ultima se calcula por la siguiente expresión:

$$q_u = c' N_c dc Sc + q' N_q Sq + 0.5 \gamma' B N_y Sy$$

a). Influencia de la profundidad de cimentación, recomendados para la formula:

$$dc = 1.00 \text{ Según Skempton}$$

b). Influencia de la forma de la cimentación, recomendados para la formula:

$$Sc = 1 + 0.2 B/L = 1.20$$

$$Sq = 1 + 1.5 \tan \phi' B/L = 1.97$$

$$Sy = 1 - 0.1 B/L = 0.90$$

c). Los factores de capacidad de carga, recomendados para la formula son:

$$\phi' \text{ corregido} = 21.91$$

$$C' \text{ corregido} = 1.96$$



$$Nq = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi') e^{2\sigma \tan \phi'} = 7.75$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot \phi' = 16.79$$

$$Ny = 1.5 (Nq - 1) \tan \phi' = 4.07$$

$$qu = 464.43 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 4.73 \text{ kg/cm}^2$$

C) La Capacidad de carga admisible por resistencia al corte escogido sera:

$$qu = 4.73$$

$$qad = qu / FS$$

$$FS = 3.00$$

$$qad = 1.58 \text{ kg/cm}^2$$

D) Asentamiento elástico de la cimentación

El asentamiento elástico, bajo una carga de trabajo vertical esta dado por:

$$S_{e(\text{flexible})} = q_0 B (1 - \mu_s^2) I_f / E_s$$

Donde:

- q_0 = Presión neta aplicada sobre la cimentación
- μ_s = Relación de Poisson del suelo
- E_s = Módulo de elasticidad del suelo bajo la cimentación.
- B = base de la cimentación
- I_f = factor en cm/m

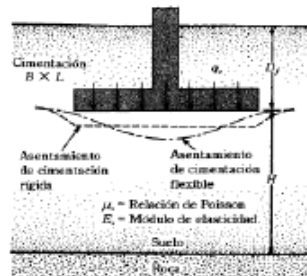


FIGURA 4.17 Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas

Cimentación	Valores de I_f (cm/m)		
	Rígida	Flexible	
Cuadrada	Rígida	82	
	Flexible	Centro	112
		Esquina	56
Circular	Rígida	88	
	Flexible	Centro	100
		Esquina	64
Corrida (L/B => 10)	Rígida	210	
	Flexible	Centro	254
		Esquina	127
Rectangular (5=>L/B => 2)	Rígida	120	
	Flexible	Centro	153
		Esquina	77
		Medio	130

$$\alpha = \frac{f}{L} = \frac{1}{300}$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{esquina de la cimentación flexible})$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible})$$

Para cimientos cuadrados:

$$q_0 = 15.78 \text{ tn/m}^2$$

$$S_e (\text{rígido}) =$$

$$S_e (\text{centro de la cimentación flexible}) =$$

$$S_e (\text{esquina de la cimentación flexible}) =$$

0.48 cm	4.84 mm
0.66 cm	6.61 mm
0.17 cm	1.73 mm





**ANEXO IV:
PANEL FOTOGRAFICO**



PANEL FOTOGRAFICO



Fotografía N°01.- En la fotografía correspondiente a la Calicata C-01, se observa el estrato E-1, la presencia de un suelo orgánico con presencia de raíces y en el estrato E-02 se observa el material consolidado de limo y arena.

Fotografía N°02.-Calicata C-01, excavada en la edificación.




SOLTEST PERU S.A.
ING. LUIS A. ZEPEDA LACAHUAMAN
CONSULTORA EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 282451

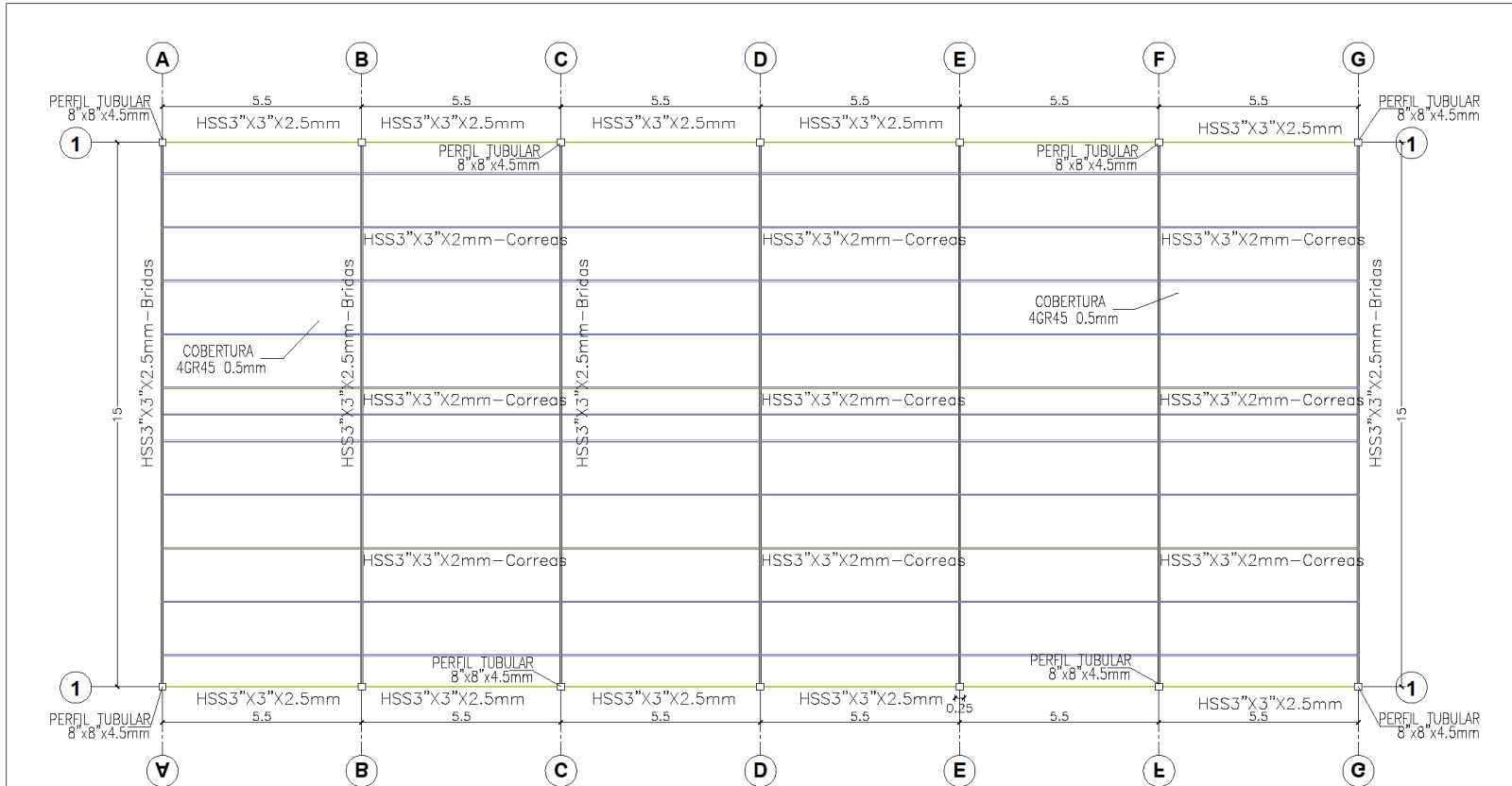


Fotografía N°03.-
En la fotografía se observa el material de la calicata C-01, realizado a través del ensayo de granulometría.

Fotografía N°04.- En la fotografía se observa al personal de laboratorio efectuando el proceso del ensayo de corte directo para la muestra de la Calicata C-01.

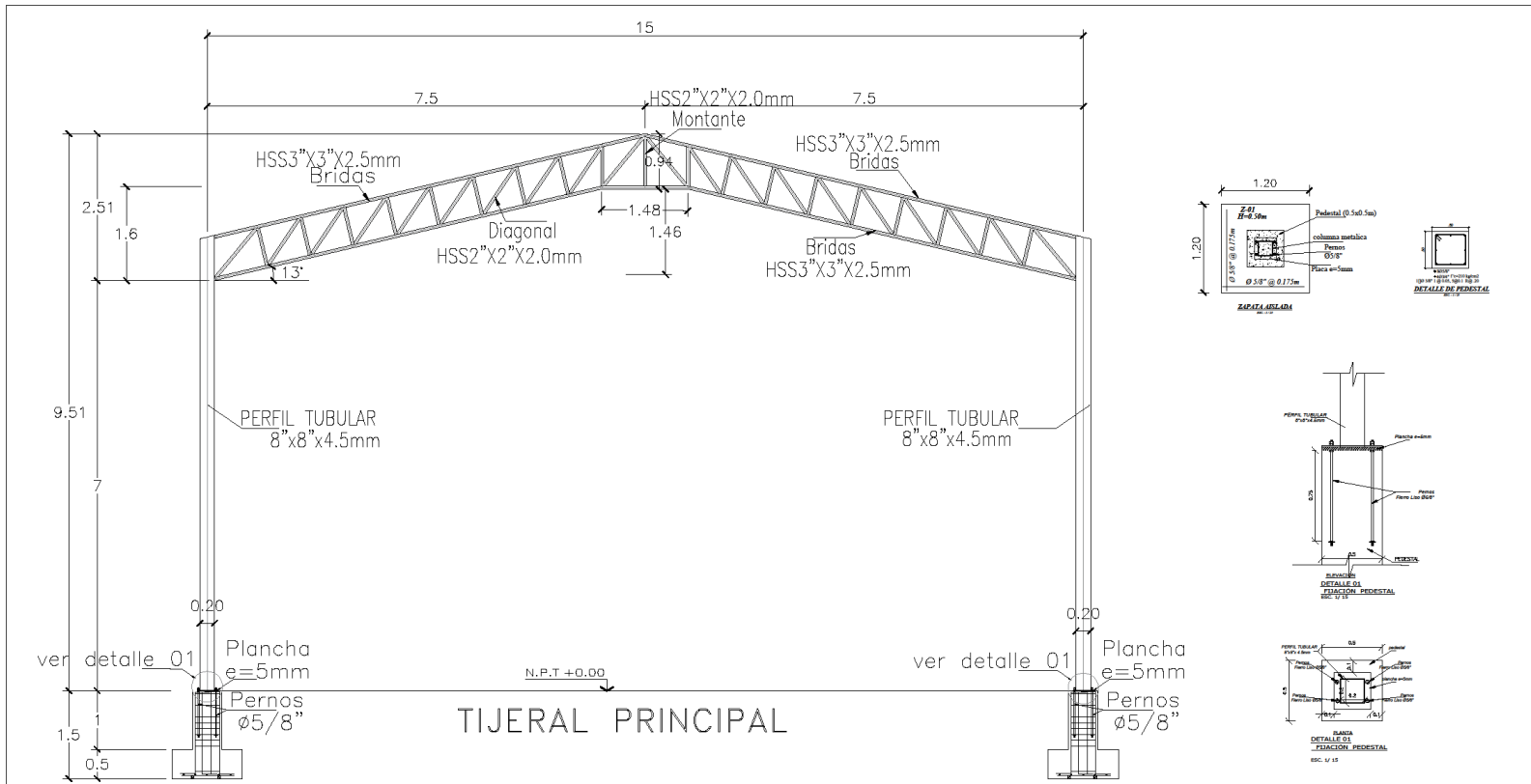


ANEXO 10: PLANOS ESTRUCTURALES



TECHO DE LA NAVE INDUSTRIAL

 <p>UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO</p> <p>UBICACIÓN: DEP.: LIMA PROV.: LIMA DISTR.: ATE</p>	<p>FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA</p> <p>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL</p>	
	<p>TESIS: Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial</p>	
<p>LÍNEA DE INVESTIGACION: DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL</p>	<p>ASESOR: Dr. Cheque Flores, Leopoldo</p>	<p>AUTOR: Engh. Tino Flores, Jose Luis</p>
	<p>FECHA: ABRIL - 2022</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>
	<p>PLANO: TECHO METALICO NAVE INDUSTRIAL</p>	<p>LAMINA: E-01</p>



 <p>UCV UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO</p>	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TESIS:		
Análisis Comparativo de las Fuerzas del Viento y Sismo en el Diseño Estructural de una Nave Industrial		
UBICACIÓN:		
DEP. : LIMA		
PROV. : LIMA		
DISTR. : ATE		
PLANO:		LAMINA:
PORTICO PRINCIPAL, ZAPATAS, DETALLES NAVE INDUSTRIAL		E-02
LÍNEA DE INVESTIGACION:	ASESOR:	AUTOR:
DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL	Dr. Choque Flores, Leopoldo	Bach. Tinea Flores, Joste Luis
		FECHA:
		ABRIL - 2022
		ESCALA:
		INDICADA