



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA EN
CONSTRUCCIONES
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE
INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE
HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN
EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR
CON EL SOFTWARE SAP2000.

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autor:

ISMAEL BLADIMIR CAJAMARCA LOZANO

Director:

ING. ROBERTO GAMÓN, Ph.D.

CUENCA- ECUADOR

2023

AGRADECIMIENTO

Agradezco primero a Dios que ayudo a cumplir todos mis objetivos y guiarme en mi camino. En segundo lugar, agradezco a mis papás por su colaboración e interés en este trabajo. Finalmente, el apoyo y los consejos del Ing. Roberto Gamón que fueron fundamentales para la elaboración del trabajo.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis papás y a mi familia quienes me impulsaron a ser mejor cada día y me ayudaron a levantarme de las circunstancias adversas.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. CAPÍTULO I	15
1.1. Objetivos	15
1.1.1. Objetivo general.....	15
1.1.2. Objetivos específicos	15
1.2. Levantamiento de información.....	15
1.2.1. Reseña de la comunidad de Cazhicay.....	15
1.2.2. Características del área de estudio	16
1.2.3. Características del suelo.....	16
1.3. Levantamiento topográfico	17
2. CAPÍTULO II.....	19
2.1. Normativa.....	19
2.1.1. Normativa Ecuatoriana de la construcción 2015 (NEC-15).....	19
2.1.2. Normas internacionales.....	20
2.2. Método de análisis.....	21
2.2.1. Estado limite	21
2.2.2. Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).....	21
3. CAPÍTULO III.....	23
3.1. Análisis estructural.....	23
3.1.1. Prediseño.....	23
3.2. Geometría.....	24
3.3. Modelación de cargas.....	26
3.3.1. Carga permanente (Carga Muerta).....	26
3.3.2. Carga no permanente (Carga Viva)	29
3.3.3. Carga de Viento	31

3.4.	Carga de granizo.....	38
3.5.	Carga sísmica	39
3.5.1.	Zonificación Sísmica	40
3.5.2.	Tipo de perfil de suelo para el diseño sísmico.....	42
3.5.3.	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	43
3.5.4.	Factor de importancia	45
3.5.5.	Factor de reducción de respuesta para estructuras (R).....	46
3.6.	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	47
3.7.	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. (To y Tc)	48
3.8.	Periodo fundamental de vibración (T).	51
3.9.	Configuración estructural.....	52
3.10.	Coefficiente de irregularidad en planta.....	52
3.11.	Coefficiente de irregularidad en elevación	53
3.12.	Cortante basal de diseño V.....	55
3.13.	Estados límites de servicio	56
3.13.1.	Deformaciones verticales	56
3.14.	Deformaciones horizontales	60
3.14.1.	Comprobación de la deriva horizontal con el sismo en la dirección X.....	61
3.14.2.	Comprobación de la deriva horizontal con el sismo en la dirección Y.....	61
3.14.3.	Resumen de las derivas horizontales.....	62
3.15.	Combinaciones de carga.....	62
4.	CAPÍTULO IV.....	64
4.1.	Diseño de miembros estructurales.....	64
4.1.1.	Columna.....	64

4.1.2.	Viga principal.....	66
4.1.3.	Viga secundaria.....	68
4.1.4.	Correa.....	70
4.2.	Perfiles a utilizar.....	71
4.2.1.	Columna.....	71
4.2.2.	Viga principal.....	71
4.2.3.	Viga secundaria.....	71
4.2.4.	Correa.....	72
4.3.	Cimentación	72
4.3.1.	Placa Base	72
4.3.2.	Pedestal de altura variable	74
4.3.3.	Zapatatas	77
4.3.4.	Viga de cimentación	94
4.4.	Contrapiso de hormigón.....	103
4.4.1.	Cálculo de subbase.....	104
4.4.2.	Diseño de espesor de losa	104
4.4.3.	Acero de refuerzo para control de fisuras	105
5.	CAPÍTULO V.....	108
5.1.	Análisis de precios unitarios	108
5.1.1.	Cantidades de obra.....	108
5.1.2.	Presupuesto referencial	119
6.	CONCLUSIONES	120
7.	RECOMENDACIONES.....	121
8.	BIBLIOGRAFIA	122
9.	ANEXOS	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de división parroquial.....	16
Figura 2 Formaciones Geológicas presentes en el cantón Biblián.	17
Figura 3 Plano del terreno.....	18
Figura 4 Pórtico con las dimensiones típicas.....	24
Figura 5 Geometría del pórtico.....	25
Figura 6 Geometría de la viga tipo Pratt.....	26
Figura 7 Visa 3D de la nave industrial	26
Figura 8 Características del Steel Panel.....	27
Figura 9 Carga muerta SAP2000	29
Figura 10 Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo, y concentradas Po.	29
Figura 11 Carga viva SAP2000	30
Figura 12 Coeficiente de corrección.....	31
Figura 13 Determinación de factor de forma.....	33
Figura 14 Determinación simplificada del factor de entorno.....	34
Figura 15 Disposiciones de cargas.....	35
Figura 16 Carga de viento SAP2000	38
Figura 17 Carga de granizo.....	39
Figura 18 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	40
Figura 19 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	41
Figura 20 Poblaciones ecuatorianas y valor del factor z.	41
Figura 21 Clasificación de los perfiles de suelo.	42
Figura 22 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.	43
Figura 23 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	44
Figura 24 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.....	45
Figura 25 Factor de importancia.....	46
Figura 26 Factor de reducción	46
Figura 27 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	47
Figura 28 Espectro sísmico de diseño.....	50
Figura 29 Coeficiente que depende del tipo de edificio	51

Figura 30 Coeficiente de irregularidad en planta.....	53
Figura 31 Coeficiente de irregularidad en elevación.....	54
Figura 32 Deriva vertical- carga viva	57
Figura 33 Deriva vertical- carga de granizo	57
Figura 34 Deriva vertical- carga de Viento 1	58
Figura 35 Deriva vertical- carga de Viento 2	59
Figura 36 Deriva vertical- carga de Viento 2	59
Figura 37 Derivas horizontales.....	60
Figura 38 Deriva horizontal en la dirección X	61
Figura 39 Deriva horizontal en la dirección X	61
Figura 40 Resumen de las combinaciones de carga en SAP2000	63
Figura 41 Comprobación de perfil de columna C 200x50x5.....	64
Figura 42 Comprobación de perfil de columna 2L 50x4.....	65
Figura 43 Comprobación de perfil de viga principal C 200x50x4	66
Figura 44 Comprobación de perfil de viga principal 2L 40x4	67
Figura 45 Comprobación de perfil de viga secundaria C 80x40x2	68
Figura 46 Comprobación de perfil de viga secundaria 2L 20x2.....	69
Figura 47 Comprobación de perfil de la correa G 200x75x25x5	70
Figura 48 Perfil de columna.....	71
Figura 49 Perfil de viga principal	71
Figura 50 Perfil de viga secundaria	71
Figura 51 Perfil de correa	72
Figura 52 Placa Base.....	72
Figura 53 Detalle de la conexión articulada en la base de la columna	74
Figura 54 Detalle del pedestal	77
Figura 55 Diagrama de esfuerzos	82
Figura 56 Sección crítica de diseño a cortante	84
Figura 57 Diseño de cortante a punzonamiento.....	86
Figura 58 Sección crítica diseño a flexión.....	88
Figura 59 Detalle de zapata en la dirección X.....	90
Figura 60 Detalle de zapata vista en planta	91

Figura 61 Detalle de zapata en la dirección Y	93
Figura 62 Separación de estribos	102
Figura 63 Elementos de un piso industrial de hormigón	103
Figura 64 El diseño gráfico de PCA para ejes con ruedas simple	105
Figura 65 Detalle del contrapiso	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Puntos y sus coordenadas.....	17
Tabla 2 Dimensiones típicas de un pórtico rígido de un solo vano de bajo perfil.	23
Tabla 3 Dimensiones Asumidas para el pórtico.....	24
Tabla 4 Datos arquitectónicos.....	25
Tabla 5 Carga muerta.....	27
Tabla 6 Cargas gravitacionales	28
Tabla 7 Resumen de cargas en SAP2000.....	28
Tabla 8 Carga viva.....	30
Tabla 9 Carga y parámetros de viento para Viento 1.....	37
Tabla 10 Carga y parámetros de viento para Viento 2.....	38
Tabla 11 Carga de granizo	39
Tabla 12 Datos del espectro de diseño.....	50
Tabla 13 Deformaciones verticales.....	56
Tabla 14 Derivas verticales.....	57
Tabla 15 Derivas verticales y comprobación.....	59
Tabla 16 Derivas horizontales.....	60
Tabla 17 Derivas horizontales SAP200	62
Tabla 18 Placa Base	72
Tabla 19 Datos para el diseño del pedestal de altura variable	74
Tabla 20 Acero mínimo	75
Tabla 21 Resistencia a la compresión.....	76
Tabla 22 Separación de estribos.....	77
Tabla 23 Especificaciones de materiales	78
Tabla 24 Dimensiones de la zapata.....	79
Tabla 25 Diagrama de esfuerzos en la zapata	83
Tabla 26 Datos de la zapata	83
Tabla 27 Esfuerzos máximos y mínimos	84
Tabla 28 Diseño a cortante.....	85
Tabla 29 Cortante a punzonamiento	87

Tabla 30 Diseño a flexión en la dirección X.....	89
Tabla 31 Diseño a flexión en la dirección Y.....	93
Tabla 32 Datos de la viga de cimentación diseño a flexión.....	94
Tabla 33 Acero longitudinal requerido por Mu	95
Tabla 34 Fluencia del acero	95
Tabla 35 Acero máximo y mínimo	96
Tabla 36 Verificación de cuantías.....	97
Tabla 37 Acero real.....	97
Tabla 38 Separación.....	98
Tabla 39 Datos para diseño a cortante	98
Tabla 40 Aporte máximo del hormigón y del acero	99
Tabla 41 Aporte del hormigón a cortante	100
Tabla 42 Área transversal mínima	100
Tabla 43 Resistencia a cortante.....	101
Tabla 44 Separación en la zona de confinamiento.....	102
Tabla 45 Separación en la zona media.....	102
Tabla 46 Datos generales para el diseño de contrapiso de hormigón	103
Tabla 47 Valor K para Subbase	104
Tabla 48 Área de varillas en losas (mm ² /m)	106
Tabla 49 Cantidad de obra para replanteo y nivelación.....	108
Tabla 50 Cantidad de obra para excavación en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m	109
Tabla 51 Cantidad de obra para cargado de material a máquina.	109
Tabla 52 Cantidad de obra para transporte de material de desalojo.	110
Tabla 53 Cantidad de obra para replantillo de hormigón pobre.	110
Tabla 54 Cantidad de obra para acero de refuerzo (Incluye corte y doblado).	111
Tabla 55 Cantidad de obra para hormigón simple 210 kg/cm ²	112
Tabla 56 Cantidad de obra para relleno compactado con material de mejoramiento.	112
Tabla 57 Cantidad de obra para excavación a mano en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m.	113
Tabla 58 Cantidad de obra para mejoramiento de suelo subbase clase 3 e=15cm.	114
Tabla 59 Cantidad de obra para contrapiso de hormigón e= 20 cm (210kg/cm ²).	114

Tabla 60 Cantidad de obra para acero de refuerzo (Incluye corte y doblado).....	115
Tabla 61 Cantidad de obra para acero estructural.....	116
Tabla 62 Cantidad de obra para placa bade para columnas.	117
Tabla 63 Cantidad de obra para cubierta de tipo Steel panel.....	117
Tabla 64 Cantidad de obra para canal recolector de agua lluvia.	118
Tabla 65 Cantidad de obra bajante para aguas pluviales (PVC=110mm).	118
Tabla 66 Presupuesto referencial	119

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y
CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL
CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.**

RESUMEN

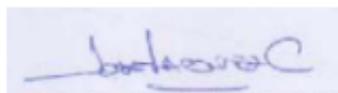
El presente trabajo está desarrollado con el fin de plantear el diseño de una nave industrial para una cancha deportiva en el cantón Biblián provincia del Cañar, utilizando el software SAP2000. Primero se vio la necesidad de construir una nave industrial que incluye un contrapiso de hormigón para la cancha deportiva. Además, incluye el dimensionamiento, distribución y ubicación de la cancha deportiva. La metodología se basa en el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), y por lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), asimismo la modelación de cargas de la estructura se realiza utilizando el software SAP2000. Por último, este trabajo provee un análisis de precios unitarios y presupuesto referencial de la construcción de la nave industrial.

Palabras clave: Nave industrial, diseño estructural, contrapiso de hormigón.



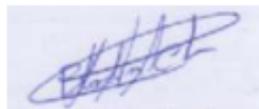
Ing. Roberto Gamón Torres. PhD.

Director del trabajo de titulación



Ing. José Fernando Vázquez Calero

Coordinador de escuela



Ismael Bladimir Cajamarca Lozano

Autor

**STRUCTURAL DESIGN OF AN INDUSTRIAL STEEL BUILDING AND
CONCRETE FOUNDATION FOR A SPORTS COURT LOCATED IN BIBLIAN
TOWN FROM CAÑAR PROVINCE, USING SAP2000 SOFTWARE.**

ABSTRACT

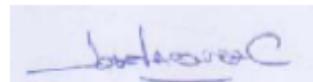
The present work aims to propose the design of an industrial steel building for a sports court which could be located in Biblián town, Cañar Province, using SAP2000 software. Firstly, there was a need to construct an industrial steel building that includes a concrete foundation for the sports court. Additionally, it includes the sizing, distribution, and location of the sports court. The methodology is based on Load and Resistance Factor Design (LRFD) and the provisions of the Ecuadorian Construction Standard (NEC-15). Furthermore, the structural load modeling is performed using SAP2000 software. Finally, this work provides an analysis of unit prices and a referential budget for the construction of the industrial building.

Key words: Industrial Steel building, structure design, concrete foundation.



Ing. Roberto Gamón Torres. PhD.

Degree Project Director



Ing. José Fernando Vázquez Calero

School Director

Translated by:



Ismael Bladimir Cajamarca Lozano

Author



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y
CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN
BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.**

INTRODUCCIÓN

En los últimos años debido a la crisis económica que atraviesa nuestro país, las comunidades rurales no reciben el apoyo necesario en las áreas deportivas, lo cual influye en la calidad de vida, salud y educación de sus habitantes.

Por este motivo la elección del tema obedece fundamentalmente a diseñar una nave industrial utilizando el software SAP2000 que beneficiará tanto al propietario tanto a la comunidad.

Además, el proyecto contempla un contrapiso de hormigón para una cancha deportiva de uso múltiple para la práctica de ecuavóley e indor fútbol, incluyendo un análisis de precios unitarios y presupuesto referencial.

Ante la falta de áreas deportivas, surge la necesidad de crear espacios de recreación deportiva para la comunidad. El terreno no presenta estudios estructurales para la construcción de la nave industrial, además el terreno presenta un muro de contención sin el respectivo estudio técnico. De las evidencias anteriores, sumadas las fuertes lluvias que se presentan en este sector, ha provocado la necesidad del propietario de construir una nave industrial con cubierta metálica. Por otra parte, el terreno está ubicado en la comunidad de Cazhicay a 3 km del centro de la ciudad.

El proyecto plantea el diseño de una nave con cubierta metálica para un terreno de 540 m² aproximadamente, para una cancha deportiva de uso privado, ubicada en la comunidad de Cazhicay en el cantón Biblián provincia del Cañar, El proyecto se desarrollará mediante la modelación de la estructura usando el software SAP2000.

CAPÍTULO I

1.1. Objetivos

1.1.1. *Objetivo general*

Diseñar una nave industrial con la ayuda del software SAP2000 para una cancha deportiva de uso múltiple en el cantón Biblián.

1.1.2. *Objetivos específicos*

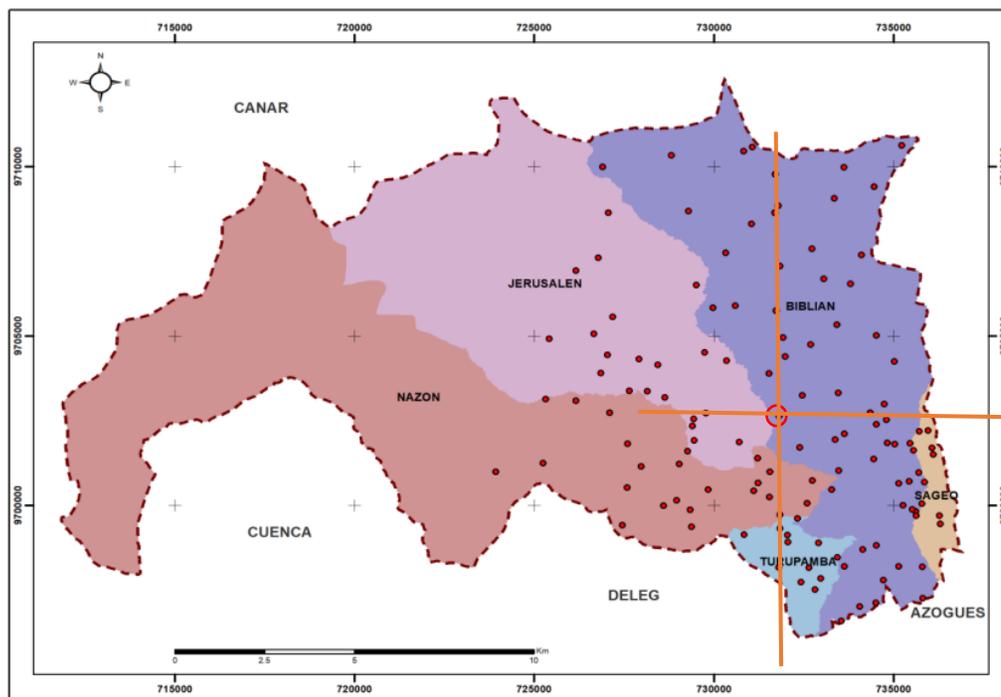
- Realizar un diseño de un contrapiso de hormigón para una cancha deportiva cimentación con la Norma Ecuatoriana de la Construcción para la cancha deportiva.
- Ejecutar un análisis estructural para la nave industrial con el Software SAP200.
- Elaborar un análisis económico mediante precios unitarios para determinar el presupuesto referencial del proyecto.

1.2. Levantamiento de información

1.2.1. *Reseña de la comunidad de Cazhicay*

El terreno se ubica en la comunidad de Cazhicay, perteneciente a la parroquia urbana del cantón Biblián, se encuentra a 3km del centro de la ciudad y a 5 minutos de la panamericana. Su ubicación geográfica se encuentra en 2° 41' 36.45''S y 78° 53' 34.72''W, y sus coordenadas UTM son 734254.389 E y 9702087.238 N 17M, con una altitud de 2733.01 metros sobre el nivel de mar.

Figura 1 Mapa de división parroquial.



Fuente: Plan de desarrollo y ordenamiento territorial. GAD Municipal del cantón Biblián, 2020.

1.2.2. Características del área de estudio

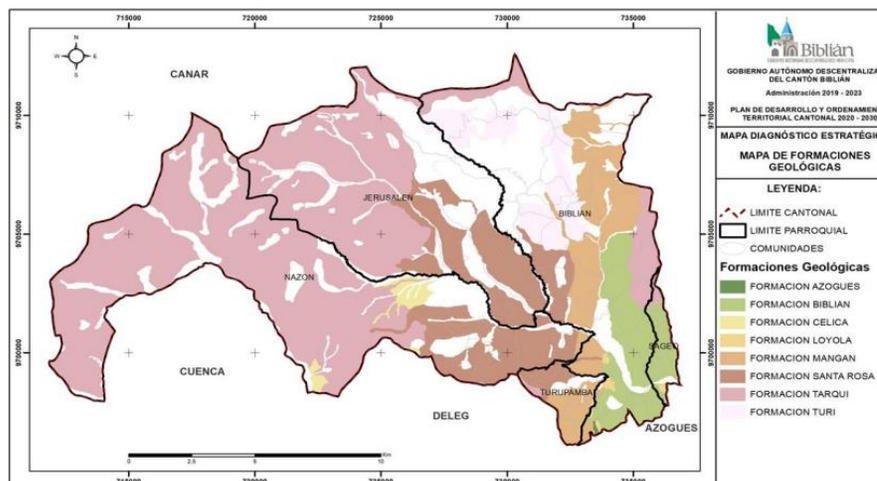
La comunidad abarca un área de 288.33 hectáreas y un perímetro de 8835.1 m². Con un tipo de clima ecuatorial mesotérmico semihúmedo, y una temperatura media de 10-12° C y con una precipitación media de 750-1000 mm anuales. Asimismo, la comunidad se encuentra entre diferentes relieves entre los cuales tenemos: relieve escarpado y colinas medianas (GAD CB & AICCA, 2021).

1.2.3. Características del suelo

Es un suelo rojizo, con un movimiento de agua que solo alcanza capas profundas. Además, la formación geológica del área de estudio es la siguiente: Formación Biblián, consta con una litología compuesta por arcillas arenosas y rojizas con presencia de yeso (GAD CB & AICCA, 2021).

Además, el valor considerado para la capacidad portante del suelo es de 1.5 Kg/cm^2 , que consta en las especificaciones técnicas de diseño de una vivienda conjunta a la cancha deportiva.

Figura 2 Formaciones Geológicas presentes en el cantón Biblián.



Fuente: Plan de desarrollo y ordenamiento territorial. GAD Municipal del cantón Biblián, 2020.

1.3. Levantamiento topográfico

Para el levantamiento topográfico del terreno se utilizaron los equipos topográficos que son: Estación total Leica, trípode, jalón, prisma, estacas y clavos. La toma de datos en campo se realizó utilizando de la estación total, teniendo en cuenta que es un terreno pequeño y regular, por este motivo se pudo divisar toda el área desde un mismo punto. En resumen, se obtuvo la siguiente tabla con los puntos levantados en campo.

Tabla 1 Puntos y sus coordenadas.

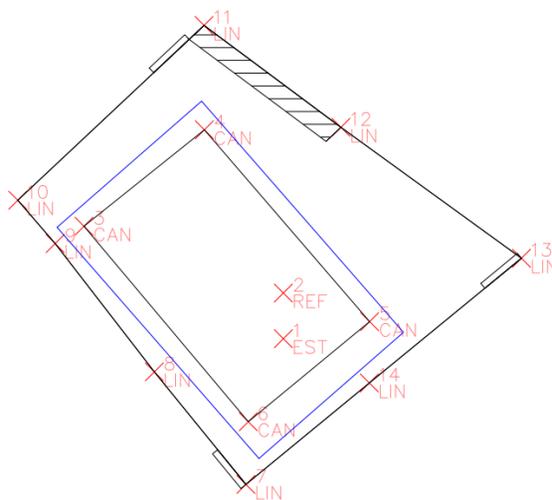
#Punto	Norte	Este	Elevación	Referencia
1	9702087.238	734254.389	2733.010	EST
2	9702090.809	734254.389	2732.955	REF
3	9702096.034	734238.795	2732.902	CAN
4	9702103.572	734248.210	2732.644	CAN
5	9702088.572	734261.132	2732.959	CAN
6	9702080.744	734251.643	2733.140	CAN
7	9702075.845	734251.460	2733.607	LIN
8	9702084.646	734244.298	27n33.006	LIN
9	9702094.679	734236.544	2733.081	LIN

10	9702098.067	734233.618	2733.163	LIN
11	9702111.737	734248.185	2732.447	LIN
12	9702103.768	734258.888	2732.614	LIN
13	9702093.532	734273.000	2733.041	LIN
14	9702083.775	734261.109	2733.079	LIN

Fuente: Autor.

Los puntos obtenidos con sus respectivas coordenadas se exportan al software Autocad, para tener una mejor apreciación y poder dibujar los límites del terreno, así obtenemos la siguiente grafica del terreno en planta, con un área de 697.32 m² y un perímetro de 107.129 m. Cabe recalcar que la cancha deportiva no abarca todo el terreno, si no solo cubre un área de 12x24 m, la que se especifica de color azul en la (Fig.3).

Figura 3 Plano del terreno.



Fuente: Autor.

CAPÍTULO II

2.1. Normativa

El diseño de la estructura está sujeta a normativas nacionales, estatales e internacionales. Además, los códigos detallan las cargas de diseño, esfuerzos de diseño, materiales y tipos de construcción. Entre los organismos internacionales que establecen las especificaciones técnicas de diseño son AISC y la ASSHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), la mayoría de códigos estatales y municipales se han basado en dichos reglamentos o lo han adoptado a sus propias necesidades (McCormac, 2012).

2.1.1. Normativa Ecuatoriana de la construcción 2015 (NEC-15)

2.1.1.1. NEC-SE-CG-Cargas-No Sísmicas

La norma NEC-SE-CG abarca las cargas permanentes ocasionadas por el peso propio, cargas vivas y cargas producidas por condiciones climáticas como viento, granizo, etc. También detalla las combinaciones para el diseño por última resistencia, de tal forma que la resistencia de las estructuras iguale o exceda los efectos provocados por el incremento de las cargas (NEC-SE-CG, 2015).

2.1.1.2. NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

En la normativa (NEC-SE-DS, 2015), detalla las especificaciones y metodologías para el diseño sismo resistente. Igualmente entrega las herramientas necesarias para el cálculo basándose en la teoría de la ingeniería sísmica y en normas extranjeras con el objetivo de reducir el riesgo sísmico.

En este apartado de la normativa se determinan los requisitos para el procedimiento de la filosofía de diseño como son:

- Zona sísmica y el factor de aceleración (Z).

- Características del tipo del suelo, caracterizando su tipo de perfil.
- El uso de la estructura y su nivel de importancia.
- Configuración estructural y tipo de sistema.
- Niveles de frecuencia y amenaza sísmica.

2.1.1.3. Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM)

“En el diseño de hormigón estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones del presente capítulo, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ . Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas (coeficiente de reducción de resistencia ϕ) determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico” (NEC-SE-HM, 2015).

2.1.2. Normas internacionales

2.1.2.1. International Building Code (IBC)

El código se desarrolló para cubrir las necesidades modernas de construcción y para enfatizar un conjunto de normas que ayuden a salvaguardar la integridad de las personas. Al mismo tiempo el código establece requisitos mínimos para sistemas de construcción relacionadas con el rendimiento. Además, el reglamento abarca muchos temas que posibilitan la implantación de nuevos materiales y nuevos diseños de estructuras (IBC, 2021).

2.1.2.2. American Institute of Steel Construction (AISC 360-16)

La normativa (AISC 360-16, 2016), suministra un procedimiento para el diseño por tensiones admisibles (ASD) y para el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Conjuntamente, para el diseño de miembros estructurales en acero se define en la sección 2.1 del AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges (ANSI/AISC 303). También para

el diseño sismorresistente se verifica con el código Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI-AISC 341), con el fin de ser aplicado a sistemas sismorresistentes de estructuras de acero con combinación de hormigón armado.

2.2. Método de análisis

2.2.1. Estado límite

Según (McCormac, 2012), el estado límite se define como el estado de una estructura o parte de esta que deja de cumplir su función establecida. Existiendo dos tipos: resistencia y de servicio. El primer estado límite de resistencia describe la capacidad para sostener una carga, y envuelve el pandeo y fatiga. Por otro lado, el estado límite de servicio abarca, el comportamiento de la estructura, deflexión y agrietamiento.

2.2.2. Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Este método multiplica un factor de resistencia menor o igual que uno, por la resistencia nominal del miembro, estableciendo combinaciones de carga que son incrementados por un factor de carga mayor o menor a 1, a esto se denomina carga factorizada. En resumen, las cargas factorizadas no deben ser mayores a la resistencia nominal de los miembros multiplicadas por un factor ϕ de reducción (McCormac, 2012).

$$\phi R_n \geq R_u$$

Dónde:

ϕ Factor de reducción.

R_n Resistencia nominal de un miembro.

R_u Fuerza factorizada calculada del miembro.

De igual manera la asociación (AISC 360-16, 2016) manifiesta que los factores de reducción afectan directamente a la resistencia del miembro estructural, con el objetivo de

considerar la inseguridad en la construcción, materiales y procedimiento de cálculo. Además, el factor de reducción tiene diferentes valores dependiendo de la sollicitación actuante como puedes ser:

- $\phi=0.9$ para fluencia en miembros en tracción.
- $\phi=0.75$ para fractura.
- $\phi=0.85$ para miembros en compresión.
- $\phi=0.9$ para componentes sometidos a flexión y corte.

CAPÍTULO III

3.1. Análisis estructural

3.1.1. Prediseño

Primero se establece la geometría en planta de la cancha deportiva que será de dimensiones de 15x24 m, utilizando la tabla de dimensiones típicas de un pórtico rígido de un solo vano de bajo perfil del libro Metal Building Systems, Design and Specifications de A. Newman (Newman, 2004).

Segundo se establece la luz del pórtico que será de 15m (50ft) y la altura de 7.3 m (24ft), de esta forma con los datos establecidos utilizamos la tabla 2, en donde la primera columna hace referencia a la luz de la estructura y en la segunda columna la altura de la estructura, por último, en la primera fila de la tabla 2 especifica la carga viva a utilizar.

Tabla 2 Dimensiones típicas de un pórtico rígido de un solo vano de bajo perfil.

WIDTH	EAVE HEIGHT (ACTUAL)	*20 PSF LL					30 PSF LL					40 PSF LL				
		A	D	E	G	J	A	D	E	G	J	A	D	E	G	J
30	10'-0"	27'-1"	11'-3"	9'	8'-8"	9'-10"	25'-11"	11'-3"	1'-0"	8'-1"	9'-7"	25'-7"	11'-3"	1'-2"	7'-11"	9'-5"
	12'-0"	27'-1"	13'-3"	9'	10'-8"	11'-10"	25'-11"	13'-3"	1'-0"	10'-1"	11'-7"	25'-7"	13'-3"	1'-2"	9'-11"	11'-5"
	14'-0"	27'-1"	15'-3"	9'	12'-8"	13'-10"	25'-11"	15'-3"	1'-0"	12'-1"	13'-7"	25'-7"	15'-3"	1'-2"	11'-11"	13'-5"
	16'-0"	27'-1"	17'-3"	9'	14'-8"	15'-10"	25'-11"	17'-3"	1'-0"	14'-1"	15'-7"	25'-7"	17'-3"	1'-2"	13'-11"	15'-5"
	20'-0"	28'-9"	21'-3"	9'	18'-6"	19'-10"	25'-11"	21'-3"	1'-0"	18'-1"	19'-7"	25'-7"	21'-3"	1'-2"	17'-11"	19'-5"
40	10'-0"	36'-1"	11'-8"	9'	8'-2"	10'-3"	35'-1"	11'-8"	1'-2"	7'-8"	9'-10"	34'-7"	11'-8"	1'-5"	7'-6"	9'-7"
	12'-0"	36'-1"	13'-8"	9'	10'-2"	12'-3"	35'-1"	13'-8"	1'-2"	9'-8"	11'-10"	34'-7"	13'-8"	1'-5"	9'-6"	11'-7"
	14'-0"	36'-1"	15'-8"	9'	12'-2"	14'-3"	35'-1"	15'-8"	1'-2"	11'-8"	13'-10"	34'-7"	15'-8"	1'-5"	11'-6"	13'-7"
	16'-0"	36'-1"	17'-8"	9'	14'-2"	16'-3"	35'-1"	17'-8"	1'-2"	13'-8"	15'-10"	34'-7"	17'-8"	1'-5"	13'-6"	15'-7"
	20'-0"	36'-1"	21'-8"	9'	18'-2"	20'-3"	35'-1"	21'-8"	1'-2"	17'-8"	19'-10"	34'-7"	21'-8"	1'-5"	17'-6"	19'-7"
50	12'-0"	45'-3"	14'-1"	1'-2"	9'-9"	12'-3"	43'-11"	14'-1"	1'-11"	9'-2"	11'-6"	43'-10"	14'-1"	1'-11"	9'-2"	11'-6"
	14'-0"	45'-3"	16'-1"	1'-2"	11'-9"	14'-3"	43'-11"	16'-1"	1'-11"	11'-2"	13'-6"	43'-10"	16'-1"	1'-11"	11'-2"	13'-6"
	16'-0"	45'-3"	18'-1"	1'-2"	13'-9"	16'-3"	43'-11"	18'-1"	1'-11"	13'-2"	15'-6"	43'-10"	18'-1"	1'-11"	13'-2"	15'-6"
	20'-0"	45'-3"	22'-1"	1'-2"	17'-9"	20'-3"	43'-11"	22'-1"	1'-11"	17'-2"	19'-6"	43'-10"	22'-1"	1'-11"	17'-2"	19'-6"
	24'-0"	45'-3"	26'-1"	1'-2"	21'-9"	24'-3"	43'-11"	26'-1"	1'-11"	21'-2"	23'-6"	43'-10"	26'-1"	1'-11"	21'-2"	23'-6"

Fuente: Metal Building Systems, Design and Specifications; A. Newman.

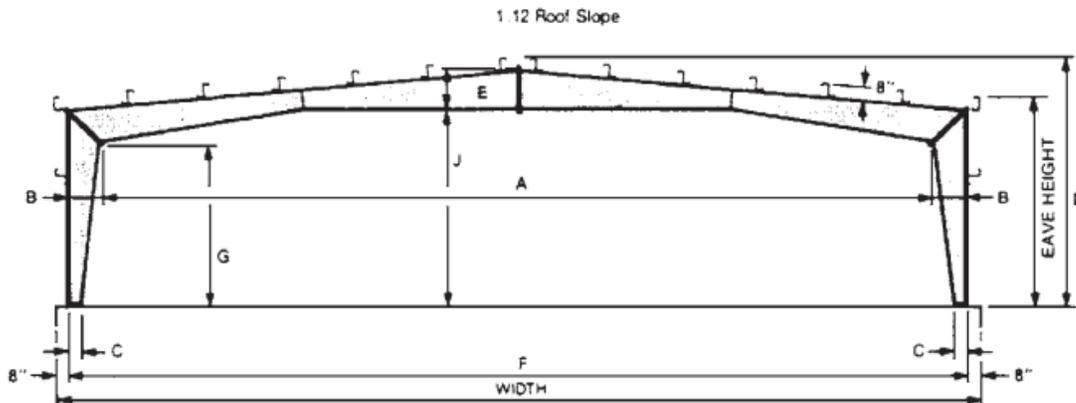
A continuación, se resumen las dimensiones típicas para un pórtico de 15m (50ft) de luz y 7.3 m (24ft) de altura.

Tabla 3 Dimensiones Asumidas para el pórtico.

PRELIMINAR	
Cancha 15x24m	m
b	15.00
a	24.00
h	7.32
	m
A	13.79
D	7.95
E	0.36
G	6.63
J	7.39

Fuente: Autor

Figura 4 Pórtico con las dimensiones típicas



Fuente: Metal Building Systems, Design and Specifications; A. Newman.

3.2. Geometría

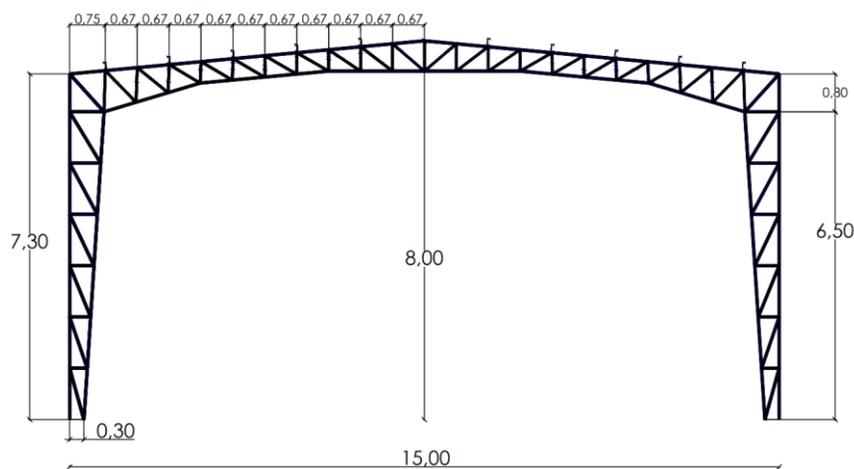
Para el análisis se parte con las siguientes dimensiones que fueron aumentadas, como primera iteración.

Tabla 4 Datos arquitectónicos

Datos arquitectónicos	
Galpón 15x24 m	
Luz (m)	15
Espaciamiento entre pórticos (m)	6
Altura de columnas (m)	7,3
Altura total (cumbretero) (m)	8

Fuente: Autor

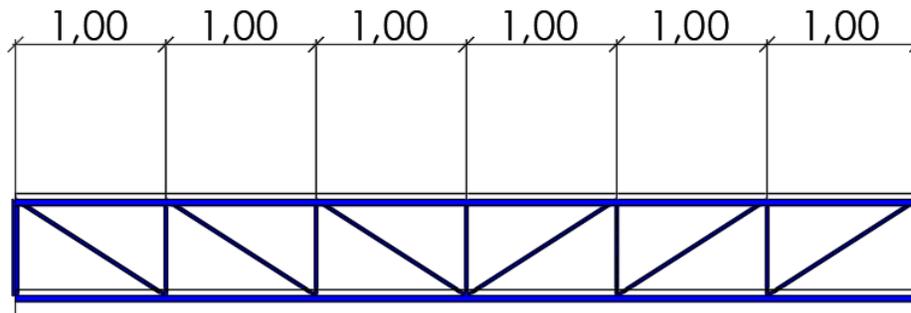
La nave industrial consta de 5 pórticos, espaciados cada 6 metros, en área de 15 x 24m.

Figura 5 Geometría del pórtico

Fuente: Autor

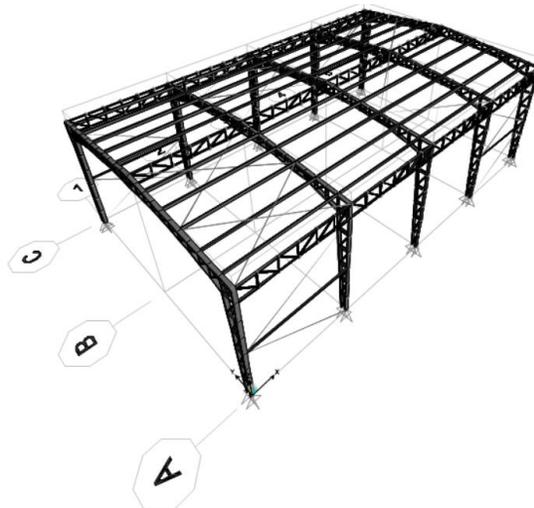
La viga secundaria tiene una configuración tipo Pratt con características geométricas indeformables, la misma está formada por diagonales y montantes que forman una estructura triangular.

Figura 6 Geometría de la viga tipo Pratt



Fuente: Autor

Figura 7 Visa 3D de la nave industrial



Fuente: Autor

3.3. Modelación de cargas.

3.3.1. Carga permanente (Carga Muerta)

La carga muerta corresponde al peso propio de los elementos estructurales y a las cargas sobrepuestas (NEC-SE-CG, 2015).

Tabla 5 Carga muerta

Cargas de peso propio de los elementos estructurales	Cargas sobrepuestas
<ul style="list-style-type: none"> • Columnas. • Vigas. • Correas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones eléctricas. • Redes contra incendios. • Steel panel.

Fuente: NEC-SE-CG, 2015.

3.3.1.1. Steel Panel

Mediante la utilización del catálogo de steel panel de DIPAC, obtenemos los siguientes datos:

Figura 8 Características del Steel Panel

AR - 2000						
CUADRO DE ESPECIFICACIONES Y PESO						
Espesor (mm)	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60
Peso (kg/m ²)	2.68	3.12	3.58	4.03	4.47	5.37

SEPARACION ENTRE APOYOS							
ESPELOR (mm)	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.60	0.7
SEPARACION (m)	1.30	1.60	1.85	2.05	2.20	2.40	2.60

PANEL AR - 2000



Fuente: Catalogo DIPAC.

Se utilizó un Steel Panel con un espesor de 0.4 mm con un peso unitario de 3.58 kg/m², sin embargo, por seguridad se tomará un valor de 4 kg/m². Ahora bien, para la carga de instalaciones se usó un valor de 13 kg/m². Por último, la suma de las dos cargas de Steel panel y de instalaciones se obtiene valor de 17 kg/m².

$$CM = 4 \frac{kg}{m^2} + 13 \frac{kg}{m^2} = \frac{17kg}{m^2}$$

Para la modelación de la carga en el Software Sap2000, se aplicará en la correa, por esta razón la carga muerta la debemos de multiplicar por un valor lineal para transformarla en una carga por

metro lineal, en este caso se multiplicará por el espaciamiento existente entre las correas que es de 1.35m, obtenido una carga de 22.95 kg/m.

Tabla 6 Cargas gravitacionales

Cargas Gravitacionales	
Carga Muerta	
Peso propio de los elementos	
Steel panel (kg/m²)	4
Instalaciones (kg/m²)	13

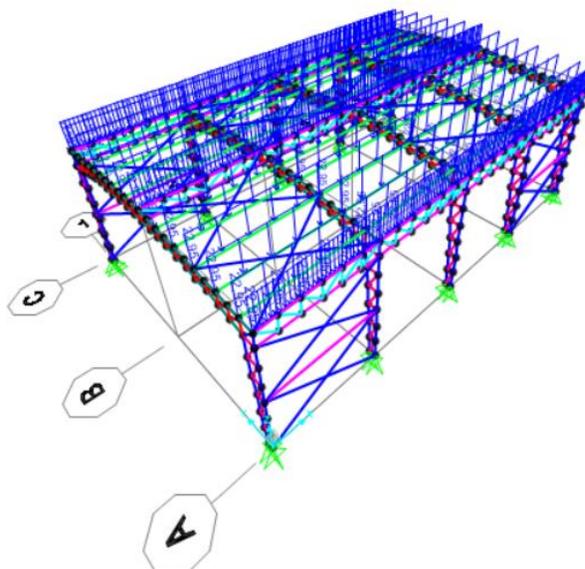
Fuente: Autor.

$$CM = \frac{17kg}{m^2} * 1.35m = 22.95 \frac{kg}{m}$$

Tabla 7 Resumen de cargas en SAP2000

Cargas SAP2000						
Carga Muerta kg/m²	Long (m)	Carga Muerta kg/m	Carga Granizo kg/m²	Carga Granizo kg/m	Carga Live R kg/m²	Carga Live R kg/m
17	1,35	22,95	50	67,50	70	94,50

Fuente: Autor.

Figura 9 Carga muerta SAP2000

Fuente: Autor.

3.3.2. Carga no permanente (Carga Viva)

La norma (NEC-SE-CG, 2015) en su apartado carga viva, define a la sobre carga de uso como la ocupación a la que está destinada la estructura. Además, la NEC-SE-CG presenta una tabla para la evaluación de la carga viva de cubiertas.

Figura 10 Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo , y concentradas Po .

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.		

Fuente: NEC-SE-CG Cargas no sísmicas.

La carga utilizada es 0.7 KN/m^2 (70 kg/m^2) que corresponde a la carga viva para cubiertas planas, inclinadas y curvas, la misma que al ser aplicada en las correas se multiplicará por el espaciamiento existente entre las correas que es de 1.35m , para transformarla en una carga por metro lineal, obteniendo una carga de 94.5 kg/m .

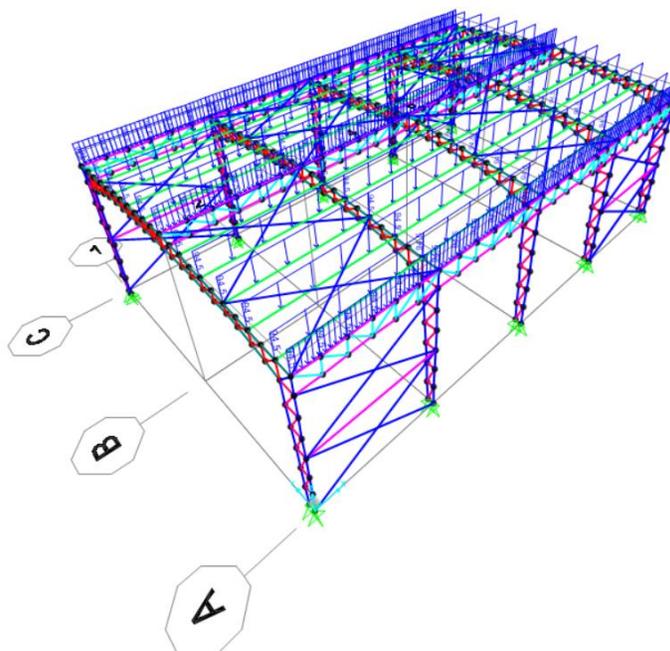
Tabla 8 *Carga viva*

Carga Viva	
Carga viva (kg/m ²)	70

Fuente: NEC-SE-CG, 2015.

$$CV = \frac{70 \text{ kg}}{\text{m}^2} * 1.35 \text{ m} = 94.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Figura 11 *Carga viva SAP2000*



Fuente: Autor.

3.3.3. Carga de Viento

3.3.3.1. Velocidad instantánea máxima de viento

Velocidad de diseño para estructuras hasta 10 m de altura, la velocidad máxima será la proporcionada por la velocidad máxima en la zona de la ubicación de la construcción, sin embargo, no será menor a 21m/s (NEC-SE-CG, 2015).

3.3.3.2. Velocidad Corregida

La velocidad de diseño se corrige con la multiplicación de la velocidad instantánea máxima de viento por un coeficiente σ , que está en función de la altura y las tipologías topográficas que presenta el inmueble (NEC-SE-CG, 2015).

$$V_b = V * \sigma$$

Dónde:

V_b Velocidad corregida del viento en m/s.

V Velocidad instantánea máxima del viento en m/s.

σ Coeficiente de corrección.

Figura 12 Coeficiente de corrección.

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

Fuente: NEC-SE-CG Cargas no sísmicas.

El coeficiente de corrección para nuestro modelo es el valor 1, porque tiene una altura de 7.3 m que cae dentro del rango de 10 m, igualmente se encuentra en la categoría A (sin obstrucción), concerniente a edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos.

$$V_b = 21 * 1 = 21m/s$$

Dónde:

V Velocidad instantánea máxima del viento V=21 m/s.

σ Coeficiente de corrección $\sigma=1$

3.3.3.3. Cálculo de la presión del viento

Para el análisis se debe tener en cuenta que el viento ejerce una presión en los elementos estructurales, la NEC-SE-CG establece la siguiente expresión.

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

Dónde:

P Presión de cálculo en Pa.

ρ Densidad del aire expresada en Kg/m³.

C_e Coeficiente de entorno.

C_f Coeficiente de forma.

3.3.3.4. Coeficiente de forma

Figura 13 *Determinación de factor de forma.*

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Fuente: NEC-SE-CG Cargas no sísmicas.

El coeficiente de forma para las columnas en barlovento es 0.8, puesto que son superficies verticales de edificios. En cambio, para las columnas en sotavento, si bien la NEC-15 no establece un valor para las superficies verticales en sotavento es muy común utilizar el mayor de los valores en sotavento que es 0.6.

Para la cubierta derecha que está en sotavento el coeficiente de forma es 0.6 porque se encuentra en la clasificación de cubiertas inclinadas a 15° o menos, al contrario, la cubierta izquierda puede estar en barlovento con un coeficiente de forma de 0.3 o sotavento con un coeficiente de forma de 0.6 que corresponde a la clasificación de cubiertas inclinadas a 15° o menos.

3.3.3.5. Coeficiente de entorno

Figura 14 *Determinación simplificada del factor de entorno.*

Construcción	Coeficiente C_f
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

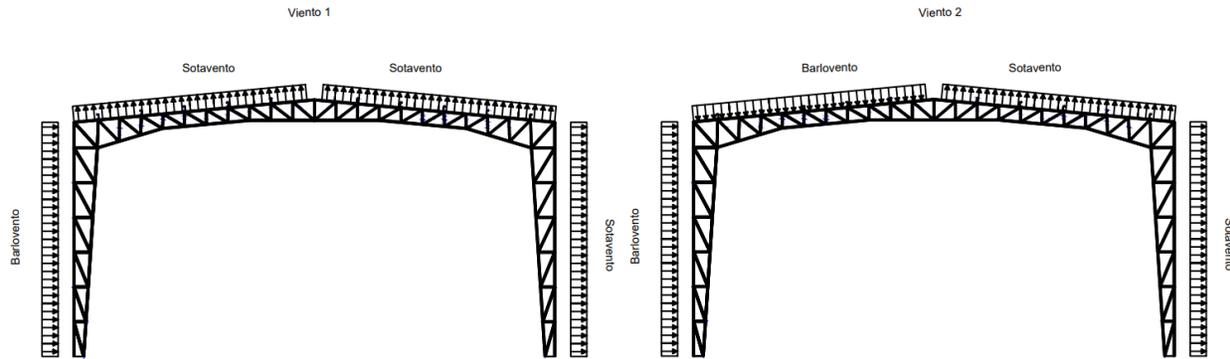
Fuente: NEC-SE-CG Cargas no sísmicas.

El coeficiente de entorno para todos los casos es de 1.3, porque el modelo está dentro el parámetro de la construcción de elemento en fachadas expuestas en edificaciones aisladas.

3.3.3.6. Disposiciones de carga de Viento 1 y Viento 2

Para el modelo de la carga de viento se manejó dos disposiciones de cargar Wind 1, Wind 2, donde se encuentra especificado cada elemento, si se encuentra en barlovento o en sotavento, como se detalla a continuación.

Figura 15 Disposiciones de cargas



Fuente: Autor.

La presión del viento en la columna izquierda en barlovento.

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

Dónde:

P Presión de cálculo.

ρ Densidad del aire $\rho=1.25 \text{ Kg/m}^3$.

C_e Coeficiente de entorno $C_e=1.3$.

C_f Coeficiente de forma $C_f= 0.8$.

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * 21^2 * 1.3 * 0.8 = 286.65 \text{ N/m}^2$$

Convertimos en una carga distribuida linealmente, multiplicando por el ancho de incidencia, que es la distancia de separación de los pórticos de 6 metros.

$$P = 286.65 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 6\text{m} = 1719.9 \frac{\text{N}}{\text{m}} \text{ o } 172 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La presión del viento en la columna derecha en sotavento.

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

Dónde:

- P Presión de cálculo.
 ρ Densidad del aire $\rho=1.25 \text{ Kg/m}^3$.
 C_e Coeficiente de entorno $C_e=1.3$.
 C_f Coeficiente de forma $C_f= 0.6$.

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * 21^2 * 1.3 * 0.6 = 214.99 \text{ N/m}^2$$

Convertimos en una carga distribuida linealmente, multiplicando por el ancho de incidencia, que es la distancia de separación de los pórticos de 6 metros.

$$P = 214.99 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 6\text{m} = 1289.92 \frac{\text{N}}{\text{m}} \text{ o } 129 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La presión del viento en la cubierta derecha e izquierda en sotavento.

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

Dónde:

- P Presión de cálculo.
 ρ Densidad del aire $\rho=1.25 \text{ Kg/m}^3$.
 C_e Coeficiente de entorno $C_e=1.3$.
 C_f Coeficiente de forma $C_f= 0.6$.

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * 21^2 * 1.3 * 0.6 = 214.99 \text{ N/m}^2$$

Convertimos en una carga distribuida linealmente, multiplicando por el ancho de incidencia, que es la distancia de separación entre correas de 1.35 metros.

$$P = 214.99 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 1.35 \text{ m} = 290 \frac{\text{N}}{\text{m}} \text{ o } 29 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La presión del viento en la cubierta izquierda en barlovento.

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

Dónde:

P Presión de cálculo.

ρ Densidad del aire $\rho=1.25$ Kg/m³.

C_e Coeficiente de entorno $C_e=1.3$.

C_f Coeficiente de forma $C_f = 0.3$.

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * 21^2 * 1.3 * 0.3 = 107.49 \text{ N/m}^2$$

Convertimos en una carga distribuida linealmente, multiplicando por el ancho de incidencia, que es la distancia de separación entre correas de 1.35 metros.

$$P = 107.49 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 1.35 \text{ m} = 145,11 \frac{\text{N}}{\text{m}} \text{ o } 14.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

3.3.3.7. Resumen de cargas de viento

Tabla 9 Carga y parámetros de viento para Viento 1

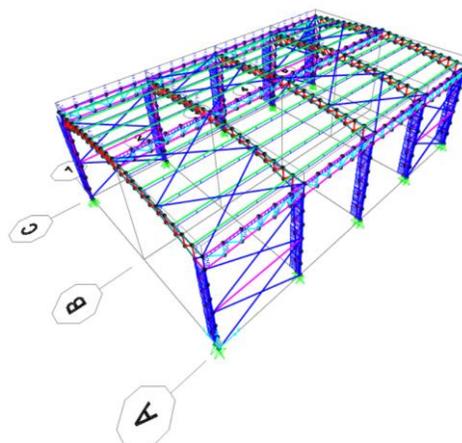
CARGA DE VIENTO V1			
Ce	1,3		
Cf Pder	0,6		
Cf Cder	0,6		
Cf Pizq	0,8		
Cf Cizq	0,6		
P dist Pder	129,0	kg/m	Barlovento
P dist Cder	29,0	kg/m	Sotavento
P dist Pizq	172,0	kg/m	Sotavento
P dist Cizq	29,0	kg/m	Sotavento

Fuente: Autor.

Tabla 10 Carga y parámetros de viento para Viento 2

CARGA DE VIENTO V2			
Ce	1,3		
Cf Pder	0,6		
Cf Cder	0,6		
Cf Pizq	0,8		
Cf Cizq	0,3		
P dist Pder	129,0	kg/m	Barlovento
P dist Cder	29,0	kg/m	Sotavento
P dist Pizq	172,0	kg/m	Sotavento
P dist Cizq	14,5	kg/m	Barlovento

Fuente: Autor.

Figura 16 Carga de viento SAP2000

Fuente: Autor.

3.4. Carga de granizo

Para la carga de granizo la (NEC-SE-CG, 2015) considera la acumulación de granizo en un periodo corto de tiempo. Además, dicha carga se toma en cuenta en regiones mayores a 1500 msnm, en especial en el valle interandino del Ecuador.

$$S = \rho_s * H_s$$

Dónde:

ρ_s Peso específico del granizo (1000 kg/m³).

Hs Altura de acumulación (m).

Para la altura de acumulación se asumirá el valor de 5 cm.

$$S = 100 * 0.05 = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

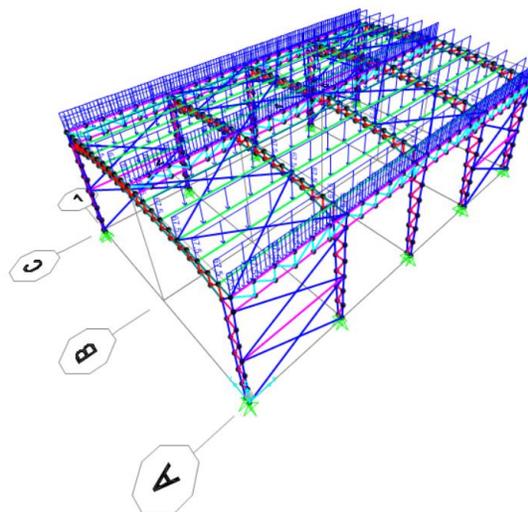
Tabla 11 Carga de granizo

Carga de granizo	
Pendientes menores a 15%	Pendientes menores a 5%
0.5 kN/m ² min.	1 kN/m ² min.

Fuente: NEC-SE-CG, 2015.

La cubierta menor al 15 % por esta razón utilizamos una carga de 0.5KN/m² (50kg/m²) que se multiplicará por el espaciamiento existente entre las correas que es de 1.35m, la misma que al ser aplicada en las correas, da resultado una carga de 67.5 kg/m.

Figura 17 Carga de granizo



Fuente: Autor.

3.5. Carga sísmica

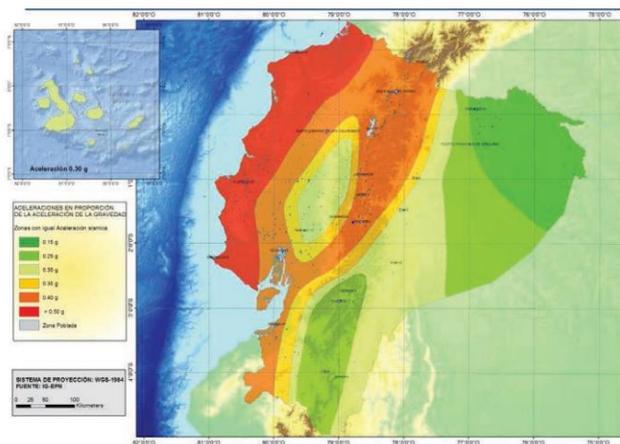
Está compuesta por el espectro sísmico de diseño de acuerdo a lo que estipula NEC-SE-DS.

En el diseño se tomará como guía la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su apartado de cargas sísmicas (NEC-SE-DS), partiendo de su filosofía establecida para el diseño sismo resistente para estructuras de ocupación especial, en el cual se debe verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para el no colapso ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno, que tiene una probabilidad del 2 % de ser excedida en 50 años (NEC-SE-DS, 2015).

3.5.1. Zonificación Sísmica

El mapa de zonificación sísmica nos permite obtener el valor de la aceleración máxima en roca, del lugar donde se construirá la edificación, expresada como fracción de la gravedad, asimismo se usa el valor de Z para determinar la zona sísmica, de acuerdo siguiente mapa (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 18 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z .



Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico.

Figura 19 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

Para la determinación del valor Z de manera más precisa se utiliza la siguiente tabla de las poblaciones y su valor Z.

Figura 20 Poblaciones ecuatorianas y valor del factor z.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CANAR	CANAR	CANAR	CANAR	0.30
EL TAMBO	EL TAMBO	EL TAMBO	CANAR	0.30
LA PUNTILLA	PANCHO NEGRO	LA TRONCAL	CANAR	0.40
LA TRONCAL	LA TRONCAL	LA TRONCAL	CANAR	0.40
DELEG	DELEG	DELEG	CANAR	0.25
AZOGUES	AZOGUES	AZOGUES	CANAR	0.25
BIBLIAN	BIBLIAN	BIBLIAN	CANAR	0.25
HUACA	HUACA	SAN PEDRO DE HUACA	CARCHI	0.40
EL PLAYON DE SAN FRANCISCO	EL CARMELO (EL PUN)	TULCAN	CARCHI	0.40
MARISCAL SUCRE	MARISCAL SUCRE	SAN PEDRO DE HUACA	CARCHI	0.40
TULCAN	TULCAN	TULCAN	CARCHI	0.40
EL ANGEL	EL ANGEL	ESPEJO	CARCHI	0.40
SAN GABRIEL	SAN GABRIEL	MONTUFAR	CARCHI	0.40
EL CARMELO	EL CARMELO (EL PUN)	TULCAN	CARCHI	0.40
LA LIBERTAD	LA LIBERTAD (ALIZO)	ESPEJO	CARCHI	0.40
JULIO ANDRADE	JULIO ANDRADE (OREJUELA)	TULCAN	CARCHI	0.40
LA PAZ	LA PAZ	MONTUFAR	CARCHI	0.40
SAN ISIDRO	SAN ISIDRO	ESPEJO	CARCHI	0.40
SAN JOSE DE TINAJILLAS	GARCIA MORENO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
SANTA MARTHA DE CUBA	SANTA MARTHA DE CUBA	TULCAN	CARCHI	0.40
GARCIA MORENO	GARCIA MORENO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
MONTE OLIVO	MONTE OLIVO	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PIQUIUCHO	LOS ANDES	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PUEBLO NUEVO	SAN RAFAEL	BOLIVAR	CARCHI	0.40
PUSIR	SAN VICENTE DE PUSIR	BOLIVAR	CARCHI	0.40
LOS ANDES	LOS ANDES	BOLIVAR	CARCHI	0.40
FERNANDEZ SALVADOR	FERNANDEZ SALVADOR	MONTUFAR	CARCHI	0.40
SAN VICENTE DE PUSIR	SAN VICENTE DE PUSIR	BOLIVAR	CARCHI	0.40
MIRA	MIRA (CHONTAHLIASI)	MIRA	CARCHI	0.40
BOLIVAR	BOLIVAR	BOLIVAR	CARCHI	0.40

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico.

Según el mapa de zonificación sísmica y las tablas anteriores la aceleración espectral en términos de la gravedad (Z), para el cantón Biblián es 0.25, correspondiente a una zona sísmica II, con un peligro sísmico alto.

3.5.2. Tipo de perfil de suelo para el diseño sísmico

Según la NEC existen seis tipos perfiles de suelos que conciernen a los 30 metros superiores del perfil y que pueden ser: A, B, C, D y E. De igual manera existen perfiles con estratos diferenciados, que van desde 1 en la superficie del estrato y n en la parte final de los 30 m superiores del perfil. En cambio, el perfil tipo F presenta otras condiciones y no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil (NEC-SE-DS, 2015).

La zona presenta un suelo rojizo, además se encuentra asentada sobre la formación Biblián, que consta con una litología compuesta por arcillas arenosas y rojizas con presencia de yeso.

Figura 21 Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia o ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

A pesar de que no se realizó un estudio geotécnico del suelo para la nave industrial, pero según las características de nuestro suelo, y para estar al lado de la seguridad podemos decir que la zona presenta un perfil tipo D.

3.5.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

3.5.3.1. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a)

La siguiente tabla corresponde al coeficiente F_a , el que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, considerando las características de la zona, considerando un valor $F_a=1.4$.

Figura 22 Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico.

3.5.3.2. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

La siguiente tabla corresponde al coeficiente F_d , el que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca, considerando las características de la zona, considerando un valor $F_{ad}=1.45$.

Figura 23 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

3.5.3.3. Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

En la siguiente tabla se muestran los valores F_s que consideran el comportamiento no lineal del suelo y la degradación del periodo que está en función de la intensidad, frecuencia de excitación sísmica y de los desplazamientos relativos, considerando un valor $F_s=1.06$.

Figura 24 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico.

3.5.4. Factor de importancia

Según (NEC-SE-DS, 2015), el objetivo del factor de importancia es aumentar la demanda sísmica de diseño, para que las estructuras según su nivel de importancia no sufran daños durante y después del evento sísmico. El factor de importancia es de 1.3, porque se encuentra en la clasificación de estructuras de ocupación especial, por ser una cancha deportiva que albergan más de trescientas personas.

Figura 25 Factor de importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico.

3.5.5. Factor de reducción de respuesta para estructuras (R)

El factor de reducción permite la disminución de las fuerzas sísmicas de diseño, siempre y cuando la estructura proporcione la suficiente resistencia y ductilidad. Para el diseño el factor de reducción estructural es 3, para naves industriales con perfiles de acero.

Figura 26 Factor de reducción

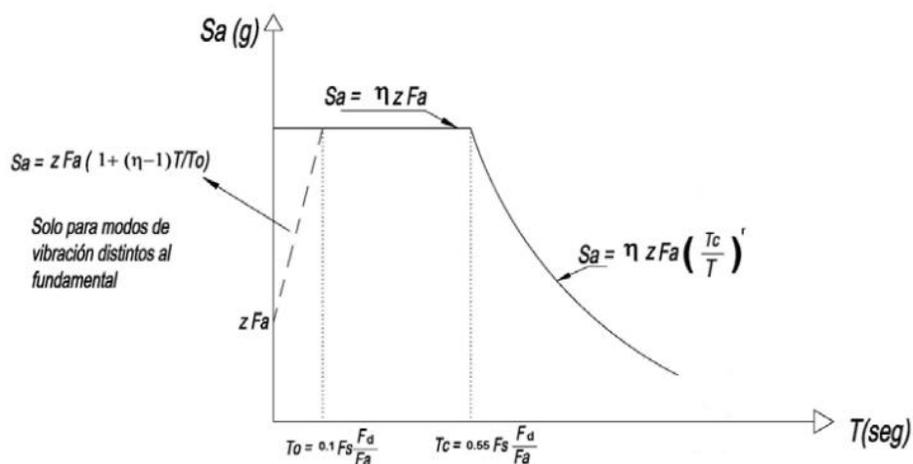
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atriantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

3.6. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro elástico de aceleraciones (S_a), viene expresado en términos de la gravedad y está en función de: factor de zona sísmica (Z), tipo de suelo, coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 27 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de

frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T: Período fundamental de vibración de la estructura.

To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

3.7. Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. (To y Tc)

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.3 * \frac{1.45}{1.4} = 0.13$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.3 * \frac{1.45}{1.4} = 0.74$$

Cabe recalcar que el espectro está elaborado para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, asimismo son válidas para periodos de vibración T pertenecientes a 2 rangos.

Cuando $0 \leq T \leq T_c$

En este caso se utiliza: $Sa = \eta * Z * Fa$

Cuando $T > Tc$

En este caso se utiliza: $Sa = \eta * Z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)^r$

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral Sa ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Sa : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

Tc : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

La razón entre la aceleración espectral y PGA (η), varían dependiendo la región del Ecuador.

η : 1.80 Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

η : 2.48 Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

η : 2.50 Provincias del Oriente.

La razón entre la aceleración espectral y PGA para el caso es de 2.48, porque el proyecto pertenece a la provincia del Cañar (Sierra).

Tabla 12 Datos del espectro de diseño.

DATOS	
SUELO TIPO	D
n	2,48
Z	0,25
R (suelo tipo D)	1
I	1,3
ϕ_p	1
ϕ_E	1
R	3

Fuente: Autor.

Figura 28 Espectro sísmico de diseño



Fuente: Autor

3.8. Periodo fundamental de vibración (T).

Es el tiempo requerido de una estructura en completar un ciclo en un movimiento armónico ondulatorio, es decir el movimiento que se demora una estructura en ir y venir, para que la estructura vuelva a su posición original. Por último, el periodo fundamental de vibración se refiere al mayor periodo de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés (NEC-SE-DS, 2015).

Par el cálculo del periodo fundamental la NEC establece el siguiente método 1.

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

Donde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T= Período de vibración.

Figura 29 Coeficiente que depende del tipo de edificio

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

Por las características del proyecto de estructura de acero, que cuenta con arriostramiento horizontal en las correas y vertical en columnas. Se tomará los siguientes valores.

$$C_t = 0.073$$

$$\alpha = 0.75$$

Altura de la nave industrial es de $h=8\text{m}$.

Par el cálculo del periodo fundamental la NEC establece el siguiente método 1.

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

$$T = 0.073 * 8^{0.75}$$

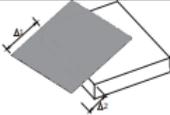
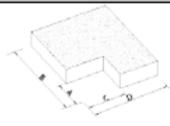
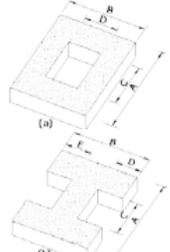
$$T = 0.347 \text{ seg}$$

3.9. Configuración estructural

En las estructuras siempre se busca que la configuración sea lo más simple y regular posible, para tener un buen desempeño sísmico. Por esta razón se emplearán los coeficientes configuración estructural en planta y elevación, que tiene como objetivo aumentar el cortante de diseño, asimismo garantizar mayor resistencia a la estructura.

3.10. Coeficiente de irregularidad en planta

Figura 30 Coeficiente de irregularidad en planta

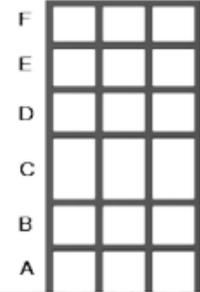
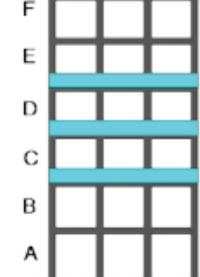
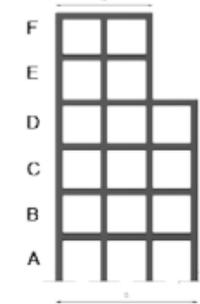
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_n=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_n=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_n=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + Cx E] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_n=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

La estructura no presenta ningún tipo de irregularidad en planta, porque en planta es totalmente simétrica, tampoco presenta ningún tipo de retroceso excesivo en sus esquinas, ni presenta discontinuidades en el sistema de piso. Por estos motivos el coeficiente de irregularidad en planta es 1.

3.11. Coeficiente de irregularidad en elevación

Figura 31 Coeficiente de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico.

La estructura no presenta ningún tipo de irregularidad en elevación, porque la estructura en elevación es totalmente simétrica, además no presenta ningún tipo de irregularidad geométrica. Por estos motivos el coeficiente de irregularidad en elevación es 1.

3.12. Cortante basal de diseño V.

Según (NEC-SE-DS, 2015), el cortante basal es la fuerza lateral, aplicada en la base de la estructura, provocada por la acción sísmica.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \emptyset P * \emptyset E} * W$$

Donde:

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración.
$\emptyset P$ y $\emptyset E$	Coefficientes de configuración en planta y elevación
I	Coefficiente de importancia.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
V	Cortante basal total de diseño.
W	Carga sísmica reactiva.
T_a	Período de vibración.

Recordando que el periodo fundamental de vibración es $T = 0.347$ segundos, es menor al periodo $T_c = 0.74$ segundos. Utilizamos la siguiente ecuación.

$$Sa = \eta * Z * Fa$$

$$Sa = 2.48 * 0.25 * 1.5 = 0.93$$

Para obtener el cortante basal en términos de la carga sísmica reemplazamos los valores en la formula del cortante basal establecida en la NEC.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \emptyset P * \emptyset E} * W$$

$$V = \frac{1.3 * 0.93}{3 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.403W$$

3.13. Estados límites de servicio

3.13.1. Deformaciones verticales

La nave industrial debe presentar una apropiada rigidez y limitar las deformaciones verticales de acuerdo a lo estipulado en la tabla 1604.3 del International Building Code 2021 (IBC, 2021).

Tabla 13 Deformaciones verticales

CONSTRUCTION	L or L_r	S or W^1	$D + L^d$, ^g
Roof members: ^g			
Supporting plaster or stucco ceiling	$l/360$	$l/360$	$l/240$
Supporting nonplaster ceiling	$l/240$	$l/240$	$l/180$
Not supporting ceiling	$l/180$	$l/180$	$l/120$
Floor members	$l/360$	—	$l/240$
Exterior walls:			
With plaster or stucco finishes	—	$l/360$	—
With other brittle finishes	—	$l/240$	—
With flexible finishes	—	$l/120$	—
Interior partitions: ^b			
With plaster or stucco finishes	$l/360$	—	—
With other brittle finishes	$l/240$	—	—
With flexible finishes	$l/120$	—	—
Farm buildings	—	—	$l/180$
Greenhouses	—	—	$l/120$

Fuente: International Building Code 2021.

La nave industrial se encuentra en la clasificación de estructuras que no soportan tumbado, por este motivo las deflexiones verticales deben ser verificadas de acuerdo a la tabla anterior.

$$L_r \rightarrow L/180$$

$$S \rightarrow L/180$$

$$V \rightarrow L/180$$

$$D \rightarrow L/120$$

Donde:

L_r Sobrecarga cubierta (carga viva).

S Carga de granizo.

V Carga de viento.

D Carga permanente.

L Luz de la estructura de 15 m.

Tabla 14 *Derivas verticales*

Derivas verticales International Building code				
Luz		15	m	
Lr	L/180	0,0833	8,33	cm
S	L/180	0,0833	8,33	cm
V1	L/180	0,0833	8,33	cm
V2	L/180	0,0833	8,33	cm
D	L/120	0,1250	12,50	cm

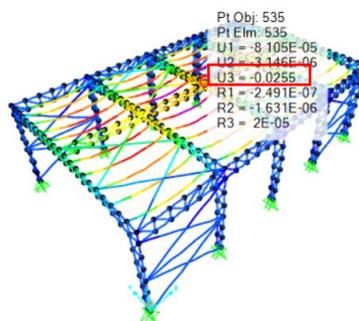
Fuente: Autor.

3.13.1.1. Derivas verticales SAP200

Sobrecarga cubierta (carga viva).

Las deformaciones máximas se producen en el vano y pórtico intermedio, porque es en donde se presenta mayores esfuerzos para la sobrecarga de la cubierta. En el análisis se obtuvo una deriva vertical de 2.55 cm, que es menor a la deriva máxima de 8.33 cm.

Figura 32 *Deriva vertical- carga viva*

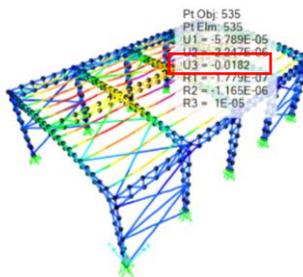


Fuente: SAP2000.

Carga de granizo.

Las deformaciones máximas se producen en el vano y pórtico intermedio, porque es en donde se presenta mayores esfuerzos para la carga de granizo. En el análisis se obtuvo una deriva vertical de 1.82 cm, que es menor a la deriva máxima de 8.33 cm.

Figura 33 *Deriva vertical- carga de granizo*

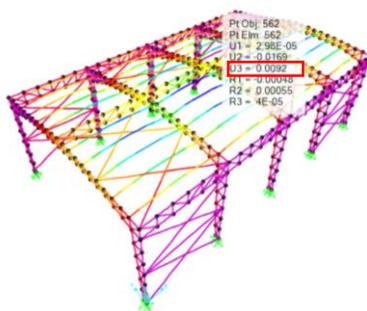


Fuente: SAP2000.

Carga de Viento 1

Las deformaciones máximas se producen cerca en el vano intermedio, porque es en donde se presenta mayores esfuerzos para la carga de Viento 1. En el análisis se obtuvo una deriva vertical de 0.92 cm, que es menor a la deriva máxima de 8.33 cm.

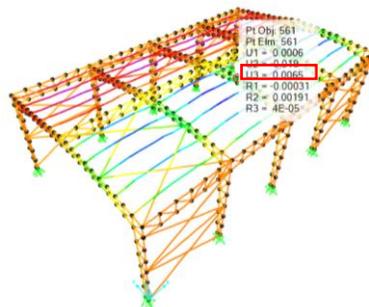
Figura 34 Deriva vertical- carga de Viento 1



Fuente: SAP2000.

Carga de Viento 2

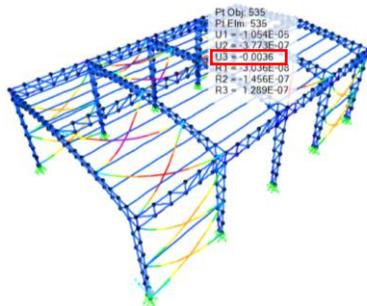
Las deformaciones máximas se producen cerca en el vano intermedio, porque es donde se presenta mayores esfuerzos para la carga de Viento 2. En el análisis se obtuvo una deriva vertical de 0.65 cm, que es menor a la deriva máxima de 8.33 cm.

Figura 35 Deriva vertical- carga de Viento 2

Fuente: SAP2000.

Carga permanente

Las deformaciones máximas se producen en el vano y pórtico intermedio, porque es en donde se presenta mayores esfuerzos para la sobrecarga de cubierta. En el análisis se obtuvo una deriva vertical de 0.36 cm, que es menor a la deriva máxima de 12.5 cm.

Figura 36 Deriva vertical- carga de Viento 2

Fuente: SAP2000.

3.13.1.2. Resumen de las derivas verticales

Tabla 15 Derivas verticales y comprobación

Derivas verticales International Building Code				SAP			
Luz	15	m					
Lr	0,0833		8,33	cm	0,0255	2,55	Cumple
S	0,0833		8,33	cm	0,0182	1,82	Cumple
V1	0,0833		8,33	cm	0,0092	0,92	Cumple
V2	0,0833		8,33	cm	0,0065	0,65	Cumple
D	0,1250		12,50	cm	0,0036	0,36	Cumple

Fuente: Autor.

3.14. Deformaciones horizontales

“Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la repuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el diseño” (NEC-SE-DS, 2015).

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla.

Figura 37 *Derivas horizontales*

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

Fuente: NEC-SE-DS Peligro sísmico

La deriva horizontal máxima es el 2% de la altura.

$$Dh = 0.02 * h$$

Donde:

Dh Deriva máxima horizontal.

h Altura de la estructura de 8m.

$$Dh = 0.02 * 8 = 0.16 \text{ m}$$

Tabla 16 *Derivas horizontales*

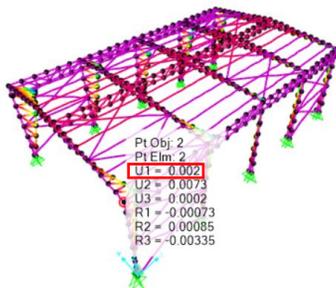
Derivas Horizontales NEC				
Altura	8	m		
2%	0,16	m	16	cm

Fuente: Autor.

3.14.1. Comprobación de la deriva horizontal con el sismo en la dirección X.

Las deformaciones máximas se producen en los nodos de columna, porque es en donde se presenta mayores esfuerzos para la carga de sismo en la dirección X. En el análisis se obtuvo una deriva horizontal de 0.21 cm, que es menor a la deriva máxima de 16 cm.

Figura 38 Deriva horizontal en la dirección X

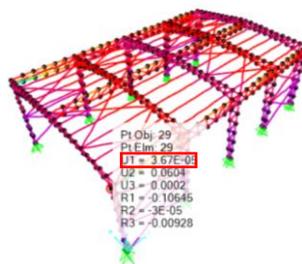


Fuente: SAP2000.

3.14.2. Comprobación de la deriva horizontal con el sismo en la dirección Y.

Las deformaciones máximas se producen en los nodos de columna, porque es en donde se presenta mayores esfuerzos para la carga de sismo en la dirección Y. En el análisis se obtuvo una deriva horizontal de 6.04 cm, que es menor a la deriva máxima de 16 cm.

Figura 39 Deriva horizontal en la dirección Y



Fuente: SAP2000.

3.14.3. Resumen de las derivas horizontales

Tabla 17 Derivas horizontales SAP200

SAP2000				
Sx	0,002	0,2	cm	Cumple
Sy	0,0604	6,04	cm	Cumple

Fuente: Autor.

3.15. Combinaciones de carga.

Las edificaciones, obedecerán un diseño en el cual la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas aumentadas.

Combinación 1

$$1.4D$$

Combinación 2

$$1.2D + 1.6L + 0.5\max(L_r; S; R)$$

Combinación 3

$$1.2D + 1.6\max(L_r; S; R) + \max(L; 0.5W)$$

Combinación 4

$$1.2D + 1.0W + L + 0.5\max(L_r; S; R)$$

Combinación 5

$$1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

Combinación 6

$$0.9D + 1.0W$$

Combinación 7

$$0.9D + 1.0E$$

Dónde:

- D Carga permanente.
- E Carga de sismo.
- L Sobrecarga (carga viva).
- L_r Sobrecarga cubierta (carga viva).
- S Carga de granizo.
- W Carga de viento.

Resumen de todas las combinaciones de cargas aplicadas en el programa SAP2000.

Figura 40 Resumen de las combinaciones de carga en SAP2000

1,4D	
1,2D+1,6L _r +0,5W1	0,9D+Ex-0,3E _y
1,2D+1,6L _r +0,5W2	0,9D-Ex+0,3E _y
1,2D+W1+0,5L _r	0,9D-Ex-0,3E _y
1,2D+W2+0,5L _r	0,9D+0,3Ex+E _y
1,2D+Ex+0,3E _y +0,2S	0,9D+0,3Ex-E _y
1,2D+0,3Ex+E _y +0,2S	0,9D-0,3Ex+E _y
1,2D+Ex-0,3E _y +0,2S	0,9D-0,3Ex-E _y
1,2D+0,3Ex-E _y +0,2S	
1,2D-Ex+0,3E _y +0,2S	
1,2D-0,3Ex+E _y +0,2S	
1,2D-Ex-0,3E _y +0,2S	
1,2D-0,3Ex-E _y +0,2S	
0,9D+W1	
0,9D+W2	
0,9D+Ex+0,3E _y	

Fuente: SAP2000.

CAPÍTULO IV

4.1. Diseño de miembros estructurales.

4.1.1. Columna

Figura 41 Comprobación de perfil de columna C 200x50x5

```

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

Frame : 3311      X Mid: 0,          Combo: 1,2D+1,6Lr+0,5W2 Design Type: Column
Length: 1,083    Y Mid: 0,          Shape: Columna U200x50x5 Frame Type: CMF
Loc : 0,542      Z Mid: 4,875        Class: Slender          Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD      Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95      2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,13    AlphaPr/Pe=0,102    Tau_b=1,          EA factor=0,8      EI factor=0,8
Ignore Seismic Code? Yes      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Welded? Yes

SDC: D              I=1,          Rho=1,          Sds=0,5
R=3,                Omega0=3,      Cd=5,5
PhiB=0,9            PhiC=0,9      PhiTY=0,9      PhiTF=0,75
PhiS=0,9            PhiS-RI=1,    PhiST=0,9

A=0,001            I33=7,612E-06  r33=0,072      S33=7,612E-05      Av3=5,000E-04
J=0,                I22=0,         r22=0,014      S22=6,844E-06      Av2=0,001
E=2,039E+10        Fy=25310506,54 Ry=1,5         z33=9,388E-05      Cw=0,
RLLF=1,            Fu=40778038,3 z22=1,225E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1,2D+1,6Lr+0,5W2)
Location          Pu          Mu33          Mu22          Vu2          Vu3          Tu
0,542             4763,675    6,51          -6,886        -9,747        -3,421        -0,213

RBM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-1b)
D/C Ratio: 0,103 = 0,072 + 0,003 + 0,028
              = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2,H1-1b)
Factor           L           K1           K2           B1           B2           Cm
Major Bending    3,          1,           1,           1,           1,           1,
Minor Bending    1,          1,           1,           1,           1,           1,

LTB              Lltb        Kltb         Cb
1,               1,          1,           1,558

Axial            Pu          phi*Pnc      phi*Pnt
Force           4763,675    23761,403    33030,211

Major Moment     Mu          phi*Mn       phi*Mn       phi*Mn
Moment          6,51       Capacity     No LTB      Cb=1
Minor Moment    -6,886     2138,421    2138,421    1901,87

SHEAR CHECK
Status           Vu          phi*Vn       Stress
Major Shear     9,747      13667,674    Force       Capacity    Ratio      Check
Minor Shear     3,421      6833,837     0,001      OK          OK
  
```

Fuente: SAP2000.

Figura 42 Comprobación de perfil de columna 2L 50x4

```

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

Frame : 3340      X Mid: 0,          Combo: 1,2D+1,6Lr+0,5W2 Design Type: Brace
Length: 1,145    Y Mid: 0,186        Shape: Columna 2L50x4 Frame Type: OMF
Loc : 0,573      Z Mid: 1,625          Class: Compact      Princpl Rot: 90, degrees

Provision: LRFD      Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95      2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,221  AlphaPr/Pe=0,151  Tau_b=1,          EA factor=0,8      EI factor=0,8
Ignore Seismic Code? Yes      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Welded? Yes

SDC: D              I=1,          Rho=1,          Sds=0,5
R=3,                Omega0=3,      Cd=5,5
PhiB=0,9            PhiC=0,9       PhiTY=0,9       PhiTF=0,75
PhiS=0,9            PhiS-RI=1,     PhiST=0,9

A=7,680E-04         I33=0,         r33=0,016       S33=5,142E-06     Av3=4,000E-04
J=0,                I22=2,857E-06  r22=0,061       S22=3,007E-05     Av2=4,000E-04
Ixy=0,              Imax=2,857E-06 rmax=0,061      Smax=3,007E-05
Rot= 90, deg        Imin=0,        rmin=0,016      Smin=5,142E-06
E=2,039E+10         Fy=25310506,54 Ry=1,5          z33=9,261E-06
RLLF=1,             Fu=40778038,3  z22=4,530E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1,2D+1,6Lr+0,5W2)
Location            Pu          Mu33         Mu22         Vu2         Vu3         Tu
0,573              4297,77    0,384        0,           0,          0,          0,

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-1a)
D/C Ratio: 0,247 = 0,246 + 0,002 + 0,
              = (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2,H1-1a)
Factor             L           K1           K2           B1           B2           Cm
Major Bending     1,          1,           1,           1,           1,           1,
Minor Bending     1,          1,           1,           1,           1,           1,

LTB               Lltb       Kltb         Cb
1,                1,          1,           1,316

Pu                phi*Pnc     phi*Pnt
Force             Capacity    Capacity
Axial            4297,77    6113,213    17494,622

Mu                phi*Mn      phi*Mn       phi*Mn
Moment           Capacity    No LTB       Cb=1
Major Moment    0,384      187,408     187,408
Minor Moment    0,          595,071

SHEAR CHECK
Status            Vu          phi*Vn       Stress
Major Shear     0,          5467,069     Force        Capacity     Ratio     Check
Minor Shear     0,          5467,069     0,           OK           OK
  
```

Fuente: SAP2000.

4.1.2. *Viga principal*

Figura 43 Comprobación de perfil de viga principal C 200x50x4

```

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

Frame : 1084 X Mid: 6, Combo: 1,2D+1,6Lr+0,5W2 Design Type: Brace
Length: 0,68 Y Mid: 3,097 Shape: Viga U200x50x4 Frame Type: CMF
Loc : 0, Z Mid: 7,139 Class: Slender Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,189 AlphaPr/Pe=0,058 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? No D/P Plug
Welded? Yes

SDC: D I=1, Rho=1, Sds=0,5
R=3, Omega0=3, Cd=5,5
PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75
PhiS=0,9 PhiS-RI=1, PhiST=0,9

A=0,001 I33=6,201E-06 r33=0,073 S33=6,201E-06 Av3=4,000E-04
J=0, I22=0, r22=0,014 S22=5,570E-06 Av2=3,000E-04
E=2,039E+10 Fy=25310506,54 Ry=1,5 z33=7,60E-05 Cw=0,
RLLF=1, Fu=40778038,3 z22=9,831E-06

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1,2D+1,6Lr+0,5W2)
Location Pu Mu33 Mu22 Vu2 Vu3 Tu
0, -5597,205 0,006 11,398 -0,002 28,142 0,014

RDM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio: 0,3 = 0,246 + 0, + 0,054
= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)
Factor L K1 K2 B1 B2 Cm
Major Bending 1, 1, 1, 1, 1, 0,928
Minor Bending 1, 1, 1, 1, 1, 1,

LTB Ltbt Klbt Cb
1, 1, 1,077

Axial Pu phi*Pnc phi*Pnt
Force Capacity Capacity
-5597,205 22756,914 26606,404

Major Moment Mu phi*Mn phi*Mn phi*Mn
Moment Capacity No LTB Cb=1
0,006 1639,61 1639,61 1732,697
Minor Moment 11,398 188,724

SHEAR CHECK
Status Vu phi*Vn Stress
Force Capacity Ratio Check
Major Shear 0,002 10934,139 0, OK
Minor Shear 28,142 5467,069 0,005 OK

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS
P P
Comp Tens
Axial -5597,205 0,

```

Fuente: SAP2000.

Figura 44 Comprobación de perfil de viga principal 2L 40x4

```

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

Frame : 1091      X Mid: 6,          Combo: 1,2D+1,6Lr+0,5W2 Design Type: Column
Length: 0,452    Y Mid: 2,768         Shape: Viga 2L40x4      Frame Type: OMF
Loc : 0,         Z Mid: 7,333         Class: Compact         Princpl Rot: 90, degrees

Provision: LRFD      Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95      2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,243   AlphaPr/Pe=0,041   Tau_b=1,              EA factor=0,8        EI factor=0,8
Ignore Seismic Code? Yes      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Welded? Yes

SDC: D              I=1,                Rho=1,              Sds=0,5
R=3,                Omega0=3,           Cd=5,5
PhiB=0,9            PhiC=0,9            PhiTY=0,9           PhiTF=0,75
PhiS=0,9            PhiS-RI=1,         PhiST=0,9

A=6,080E-04        I33=0,              r33=0,012           S33=3,231E-06        Av3=3,200E-04
J=0,                I22=2,860E-06       r22=0,069           S22=2,979E-05        Av2=3,200E-04
Ixy=0,              Imax=2,860E-06     rmax=0,069         Smax=2,979E-05
Rot= 90, deg        Imin=0,             rmin=0,012         Smin=3,231E-06
E=2,039E+10         Fy=25310506,54     Ry=1,5              z33=5,821E-06
RLLF=1,             Fu=40778038,3      z22=4,102E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1,2D+1,6Lr+0,5W2)
Location            Pu          Mu33         Mu22          Vu2          Vu3          Tu
0,                  -3734,22   0,           0,            -0,056       0,           0,

MM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio: 0,891 = 0,891 + 0, + 0,
              = (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)
Factor             L           K1           K2           B1           B2           Cm
Major Bending      1,          1,           1,           1,           1,           1,
Minor Bending      1,          1,           1,           1,           1,           1,

LTB                Lltb       Kltb         Cb
LTB                1,         1,           1,316

Pu                phi*Pnc    phi*Pnt
Force             Capacity   Capacity
Axial            -3734,22  4193,057    13849,909

Mu                phi*Mn     phi*Mn     phi*Mn
Moment           Capacity   No LTB    Cb=1
Major Moment     0,        110,393   110,393   117,753
Minor Moment     0,        738,535

SHEAR CHECK
Status            Vu          phi*Vh       Stress
Major Shear      0,056      4373,656    1,279E-05   Capacity   Ratio   Check
Minor Shear      0,         4373,656    0,           OK         OK
  
```

Fuente: SAP2000.

4.1.3. Viga secundaria

Figura 45 Comprobación de perfil de viga secundaria C 80x40x2

```

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

Frame : 244      X Mid: 1,5      Combo: 1,2D+1,6Lr+0,5W2Design Type: Beam
Length: 1,      Y Mid: 15,      Shape: Viga 2      U80x4Frame Type: CMF
Loc : 1,        Z Mid: 7,3      Class: Slender     Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD  Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95  2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,085 AlphaPr/Pe=0,378 Tau_b=1,      EA factor=0,8      EI factor=0,8
Ignore Seismic Code? Yes      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Welded? Yes

SDC: D          I=1,          Rho=1,          Sds=0,5
R=3,           Omega0=3,      Cd=5,5
PhiB=0,9       PhiC=0,9       PhiTY=0,9       PhiTF=0,75
PhiS=0,9       PhiS-RI=1,    PhiST=0,9

A=3,120E-04    I33=0,         r33=0,032      S33=7,914E-06    Av3=1,600E-04
J=0,           I22=0,         r22=0,013      S22=1,693E-06    Av2=1,600E-04
E=2,039E+10    Fy=25310506,54 Ry=1,5         z33=9,128E-06    Cw=0,
RLLP=1,        Fu=40778038,3 z22=3,048E-06

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1,2D+1,6Lr+0,5W2)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
1,            -668,049 1,316     -15,597    0,969    95,809    0,001

MM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio: 0,869 = 0,521 + 0,007 + 0,341
            = (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)
Factor        L      K1      K2      B1      B2      Cm
Major Bending 6,     1,     1,     1,     1,     1,
Minor Bending 1,     1,     1,     1,     1,     1,

LTB          Lltb   Kltb   Cb
1,           1,     1,     1,204

Axial        Pu      phi*Pnc  phi*Pnt
Force        -668,049 1283,383 7107,15
Capacity

Major Moment Mu      phi*Mn  phi*Mn  phi*Mn
Moment        1,316  158,301 158,301 182,214
Minor Moment  -15,597 40,622  Cb=1

SHEAR CHECK
Status      Vu      phi*Vn      Stress
Major Shear 0,969  2186,828  Force  Capacity  Ratio  Check
Minor Shear 95,809  2186,828  0,  OK
0,044  OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
VMajor      VMajor
Left        Right
Major (V2)  1,083  1,083

```

Fuente: SAP2000.

Figura 46 Comprobación de perfil de viga secundaria 2L 20x2

```

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

Frame : 258      X Mid: 2,      Combo: 1,2D+1,6Lr+0,5W2 Design Type: Column
Length: 0,8     Y Mid: 15,     Shape: Viga 2      2L20xFrame Type: CMF
Loc : 0,       Z Mid: 6,9     Class: Compact    Princpl Rot: 90, degrees

Provision: LRFD  Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95  2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,046 AlphaPr/Pe=0,098 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8
Ignore Seismic Code? Yes      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Ielded? Yes

SDC: D          I=1,          Rho=1,          Sds=0,5
R=3,           Omega0=3,        Cd=5,5
PhiB=0,9       PhiC=0,9        PhiTY=0,9       PhiTF=0,75
PhiS=0,9       PhiS-RI=1,      PhiST=0,9

A=1,520E-04    I33=0,          r33=0,006       S33=0,          Av3=8,000E-05
J=0,           I22=0,          r22=0,025       S22=2,405E-06  Av2=8,000E-05
Ixy=0,         Imax=0,         rmax=0,025      Smax=2,405E-06
Rot= 90, deg   Imin=0,         rmin=0,006      Smin=0,
E=2,039E+10   Fy=25310506,54 Ry=1,5          z33=0,
RLLF=1,       Fu=40778038,3  z22=3,608E-06

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1,2D+1,6Lr+0,5W2)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
0,            -177,076  0,        0,        0,        0,        0,

RPM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-lb)
D/C Ratio:    0,062 = 0,062 + 0, + 0,
              = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-lb)
Factor        L      K1      K2      B1      B2      Cm
Major Bending 1,     1,     1,     1,     1,     1,
Minor Bending 1,     1,     1,     1,     1,     1,

LTB          Lltb   Kltb   Cb
1,           1,     1,     1,

Pu           phi*Pnc  phi*Pnt
Force        Capacity Capacity
Axial        -177,076 1423,189 3462,477

Mu           phi*Mn   phi*Mn   phi*Mn
Moment       Capacity No LTB   Cb=1
Major Moment 0,       13,799  13,799  14,719
Minor Moment 0,       36,662

SHEAR CHECK
Status      Vu      phi*Vn      Stress
Force      Capacity    Ratio      Check
Major Shear 0,      1093,414    0,         OK
Minor Shear 0,      1093,414    0,         OK

```

Fuente: SAP2000.

4.1.4. Correa

Figura 47 Comprobación de perfil de la correa G 200x75x25x5

```

AISI-LRFD96 COLD-FORMED STEEL SECTION CHECK
Combo : 1,2D+1,6Lr+0,5W2
Units : Kgf, m, C

Frame : 1333          Design Sect: Correa G200x75x25x5
X Mid : 9.           Design Type: Beam
Y Mid : 10.198       Frame Type : Braced
Z Mid : 7.748        Sect Class : Non-Slender
Length : 6.          Major Axis : 0. degrees counterclockwise from local 3
Loc : 3.             RLLF : 1.

Area : 0.002          SMajor : 9.158E-05      AVMajor: 7.180E-04      rMajor : 0.074
IMajor : 9.158E-06   SMinor : 1.916E-05      AVMinor: 1.860E-04      rMinor : 0.025
IMinor : 1.018E-06  E : 20740553971.
Ixy : 0.             Fy : 25310506.541

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
3.            16.548  908.136   0.        0.        0.        0.

BMM DEMAND/CAPACITY RATIO
D/C Ratio:    0.879 = 0. + 0.88 + 0.
              = (-1) (I/Tn)/PhiT + (M33/Mn33)/PhiB + (M22/Mn22)/PhiB

AXIAL FORCE DESIGN
          Pu      Pn      Pn0      Tn      PhiT      PhiC
          Force Capacity Capacity Capacity Factor Factor
Axial    16.548  5076.805  42506.194  42506.194  0.95     0.85

MOMENT DESIGN
          Mu      Mn      Mn (Yield)      Mn (LTB)      Mnt
          Moment Capacity Capacity Capacity Capacity Capacity
Major Moment  908.136  1147.03  2317.9  1147.03  2317.9
Minor Moment  0.      482.038  484.986  482.038  1178.254

          Cm      Alpha      K      L      Ctf      Cb
          Factor Factor Factor Factor Factor Factor
Major Moment  1.      1.      1.      1.      1.      1.136
Minor Moment  1.      1.      1.      1.      1.      1.136

          PhiB      PhiBy
          Factor Factor
Major Moment  0.9      0.95
Minor Moment  0.9      0.95

SHEAR DESIGN
          Vu      Vn      PhiV      Vn      Status      Tu
          Force Capacity Factor Ratio Check Torsion
Major Shear  0.      10903.766  1.      0.      OK          0.
Minor Shear  0.      2824.653  0.9     0.      OK          0.

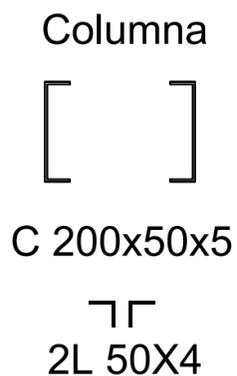
```

Fuente: SAP2000.

4.2. Perfiles a utilizar

4.2.1. Columna

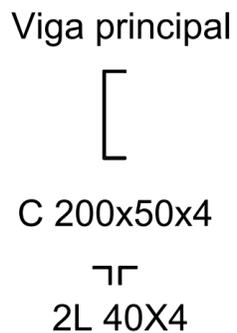
Figura 48 Perfil de columna



Fuente: Autor.

4.2.2. Viga principal

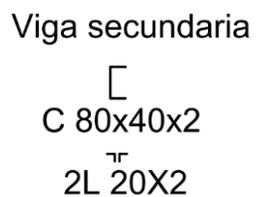
Figura 49 Perfil de viga principal



Fuente: Autor.

4.2.3. Viga secundaria

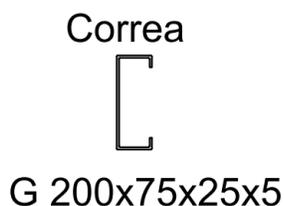
Figura 50 Perfil de viga secundaria



Fuente: Autor.

4.2.4. Correa

Figura 51 Perfil de correa



Fuente: Autor.

4.3. Cimentación

4.3.1. Placa Base

La placa base es la conexión entre la base de la columna y el cimiento de hormigón armado, además para el proyecto de la nave se utilizó una articulación en la base de la columna, de este modo la conexión no puede transmitir momento flector y permite el giro de la sección (Crisafulli, 2018).

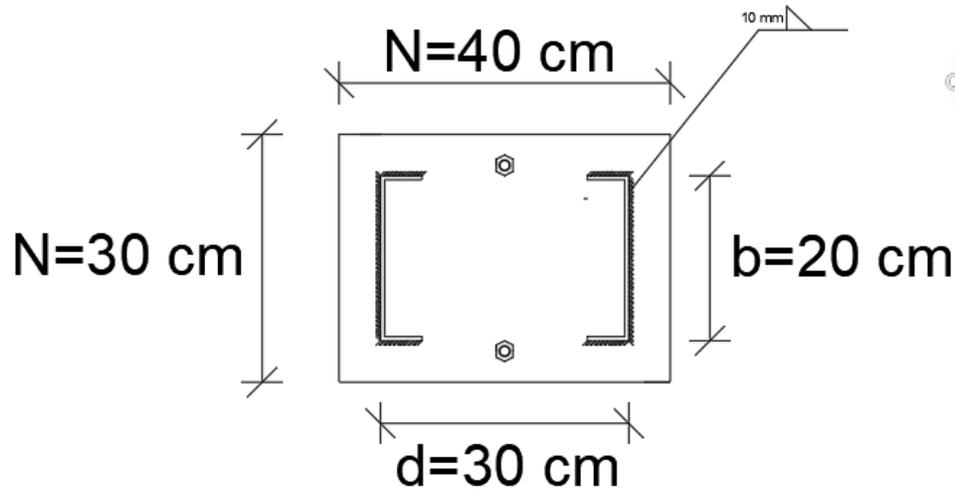
A continuación, en la tabla 21, se detallan las dimensiones de la placa, columna, carga última y límite de fluencia del acero.

Tabla 18 Placa Base

Placa Base		
Base (N)	40	cm
Ancho (B)	30	cm
Fy A36	25	kN/cm ²
PU	78,64	kN
Columna		
Altura	45	cm
Base	35	cm

Fuente: Autor.

Figura 52 Placa Base



Fuente: Autor.

Voladizos

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{40 - 0.95 * 30}{2} = 5.75 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8 * b}{2} = \frac{30 - 0.8 * 20}{2} = 7 \text{ cm}$$

Espesor de la placa base

$$tp_m = m * \sqrt{\frac{2 * Pu}{0.9 * fy * B * N}} = 5.75 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2 * 78.64 \text{ KN}}{0.9 * 25 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}} = 0.44 \text{ cm}$$

$$tp_n = n * \sqrt{\frac{2 * Pu}{0.9 * fy * B * N}} = 7 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2 * 78.64 \text{ KN}}{0.9 * 25 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} * 40 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}} = 0.53 \text{ cm}$$

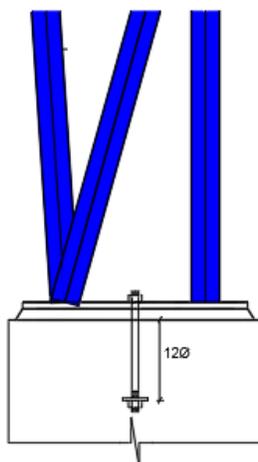
Para terminar el espesor asumido será de 12 mm debido a que es el mínimo comercial, ya que los espesores calculados tp_m y tp_n son muy pequeños.

Anclaje

A continuación, en la (Fig.53), se observa la placa base articulada que usa dos barras de anclaje, tapiados en el cimiento durante el hormigonado. Los pernos de anclaje para columnas

cargadas axialmente no se calculan y sus dimensiones se determinan partiendo de razones constructivas, para el caso se utilizará un diámetro 12 mm para el anclaje. (Mukhanov, 1986)

Figura 53 *Detalle de la conexión articulada en la base de la columna*



Fuente: Autor.

4.3.2. *Pedestal de altura variable*

El diseño del pedestal de hormigón armado bajo carga axial, estas estructuras llevan las cargas de una columna metálica a través del piso del suelo hasta la zapata, el objetivo es evitar la corrosión de la columna y de los elementos metálicos en la placa base. A continuación, se detallan los datos para empezar el diseño.

Tabla 19 *Datos para el diseño del pedestal de altura variable*

Datos		
Pu	8019,08	kgf
f'c	210	kgf/cm ²
fy	4200	kgf/cm ²
Dimensiones de la columna		
B	35	cm
L	45	cm

Fuente: Autor.

Primero para las dimensiones de la columna se optó por una sección 5 cm más grande que la placa base en cada dirección, para que la columna metálica entre sin ningún problema.

Segundo partimos de la ecuación para elementos de hormigón armado sometidos a carga axial a compresión.

$$Pu = 0.8 * \phi * (0.85 * f'c * (Ag - As) + As * fy)$$

Donde:

$f'c$ Resistencia a la compresión del hormigón.

Fy Esfuerzo de fluencia del acero.

ϕ Coeficiente de reducción para columnas estribadas (0.7).

Pu Carga ultima.

Ag Área gruesa del hormigón.

As Área de acero.

Tercero despejamos el área de acero, así la ecuación nos queda de la siguiente forma:

$$As = \frac{\frac{Pu}{0.8 * \phi} - 0.85 * f'c * Ag}{fy - 0.85 * f'c} = \frac{\frac{8019,08 \text{ kgf}}{0.8 * 0.7} - 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * (35\text{cm} * 45\text{cm})}{4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$As = -66.34 \text{ cm}^2$$

Obtuvimos un área de -66.34 cm^2 negativa, lo que nos quiere decir que el hormigón por sí solo es capaz de resistir la carga última, pero sin embargo se debe utilizar la cuantía mínima del 1% para columnas.

$$As_{min} = 0.01 * B * L = 0.01 * 35\text{cm} * 45\text{cm}$$

$$As_{min} = 15.75 \text{ cm}^2$$

Tabla 20 Acero mínimo

Se asumirá el acero mínimo para columnas 1%		
As min	15,75	
# Barras	8	Ø mm
Ast real	16,08	16

Fuente: Autor.

Para cubrir el área mínima de 15.75 cm^2 , se utilizó 8 varillas de 16 mm de diámetro, que nos da un área real de 16.08 cm^2 , y se cumple con el criterio de cuantía mínima para columnas.

Tercero verificamos la resistencia a la compresión de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\phi P_n = 0.8 * \phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

Donde:

ϕP_n

$$\phi P_n = 0.8 * \phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

Verificación

Tabla 21 Resistencia a la compresión

Resistencia a la compresión			
ϕP_n	193649,803	kgf	
Verificación			
$\phi P_n > P_u$			
193649,803	>	8019,08	Cumple

Fuente: Autor.

4.3.2.1. Separación de estribos

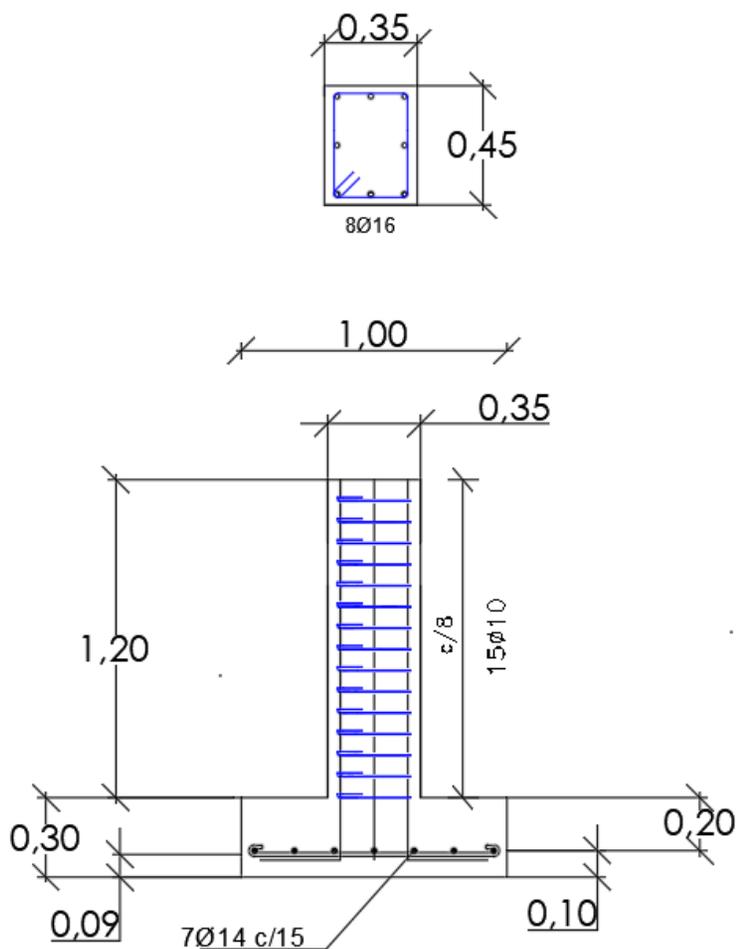
De acuerdo a (NEC-SE-HM, 2015) el refuerzo transversal se debe disponer por medio de estribos cerrados de confinamiento. La separación del refuerzo transversal no debe exceder el menor de los siguientes apartados.

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.
- 150 mm.

Tabla 22 Separación de estribos

So Separación de estribos		8,75
6 \emptyset db	9,6	cm
1/4 Lmin	8,75	cm
150mm	15	cm

Fuente: Autor.

Figura 54 Detalle del pedestal

Fuente: Autor.

4.3.3. Zapatas

La cimentación contempla el diseño zapatas concéntricas cargadas axialmente. A continuación, se detalla el diseño que se realizó con la zapata que presenta la condición más desfavorable.

Tabla 23 Especificaciones de materiales

Especificaciones de materiales		
Df	1,5	m
qamd	1,5	kg/cm ²
f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²

Fuente: Autor.

Donde:

- Df Profundidad de desplante.
- qadm Esfuerzo admisible del suelo.
- f'c Resistencia a la compresión del hormigón.
- Fy Esfuerzo de fluencia del acero.

4.3.3.1. Pre dimensionamiento

De acuerdo al criterio de morfología estructural, los elementos de columnas y zapatas deben tener proporciones similares, por este motivo se debe encontrar criterios de proporcionalidad (Romo, 2008).

4.3.3.2. Superficie de contacto zapata – suelo

Para el pre diseño de la zapata se tomará en cuenta las cargas de servicio (D+L), porque la resistencia del suelo se considera a través de esfuerzos admisibles. Para la estructura se obtuvo una carga de servicio de 5561,77 kgf. A continuación, se obtendrá el área de la zapata en superficie en contacto con la siguiente expresión.

$$A = \frac{P}{qadm}$$

Donde:

- A Área de la zapata de la superficie en contacto.
- P Carga de servicio (P=D+L).

qadm Esfuerzo admisible del suelo.

$$A = \frac{5561,77 \text{ kg}}{1.5 \text{ kg/cm}^2} = 3707.85 \text{ cm}^2$$

Tabla 24 Dimensiones de la zapata

A	3707,85	cm ²	
B x	60,89	100	cm
L y	60,89	100	cm

Fuente: Autor.

Las dimensiones B y L son la raíz cuadrada del área de la zapata, con el fin de tener una zapata cuadrada. Por seguridad se asume un valor de 100 cm, para las dimensiones B y L de la zapata.

A continuación, con las siguientes expresiones encontramos las excentricidades, que nos sirve para comprobar que se cumpla el criterio de hundimiento, es decir que la excentricidad este dentro del tercio medio y que el esfuerzo máximo que se trasmite no sea superior al esfuerzo admisible que tiene el suelo.

$$ex = \frac{My}{P}$$

$$ex < \frac{B}{6}$$

$$ey = \frac{Mx}{P}$$

$$ey < \frac{L}{6}$$

Donde:

Ex Excentricidad en el sentido x.

Ey Excentricidad en el sentido y.

P	Carga de servicio (P=D+L).
Mx	Momento alrededor del eje x.
My	Momento alrededor del eje y.
B	Ancho de la zapata.
L	Largo de la zapata.

En este caso como la nave es considerada como articulada no existe momentos en el eje x ni el eje y. Por esta razón no se presenta excentricidades, es decir la resultante se encuentra en el tercio medio, y también toda el área de contacto va a trabajar a compresión.

$$ex = \frac{0}{P} = 0 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

$$ex < \frac{B}{6}$$

$$0 < 16.67 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

$$ey = \frac{0}{P} = 0 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

$$ey < \frac{L}{6}$$

$$0 < 16.67 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

También obtenemos el esfuerzo máximo del suelo con la siguiente expresión.

$$q_{max} = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L}\right)$$

Donde:

Ex Excentricidad en el sentido x.

Ey	Excentricidad en el sentido y.
P	Carga de servicio (P=D+L).
A	Área de la zapata de la superficie en contacto.
B	Ancho de la zapata.
L	Largo de la zapata.

$$q_{max} = \frac{5561,77 \text{ kg}}{100 * 100} * \left(1 + \frac{6 * 0}{100} + \frac{6 * 0}{100}\right) = 0.56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo máximo 0.56 kg/cm^2 es inferior al esfuerzo permisible del suelo de 1.5 kg/cm^2 , por este motivo podemos asumir que la dimensiones $B=100 \text{ cm}$ y $L=100 \text{ cm}$ son las adecuadas para la zapata.

4.3.3.3. Análisis bajo cargas ultimas

En este caso como la nave es considerada como articulada no existe momentos en el eje x ni el eje y. Por esta razón no se presenta excentricidades, es decir la resultante se encuentra en el tercio medio, y también toda el área de contacto va a trabajar a compresión.

$$ex = \frac{0}{P} = 0 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

$$ex < \frac{B}{6}$$

$$0 < 16.67 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

$$ey = \frac{0}{P} = 0 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

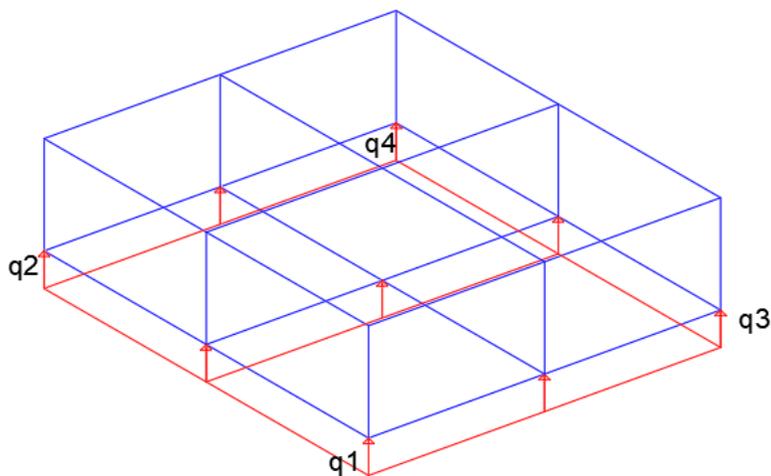
$$ey < \frac{L}{6}$$

$$0 < 16.67 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

4.3.3.4. Diagrama de esfuerzos en la zapata

Para nuestro caso considerando que la cimentación se encuentra articulada, por esta razón no existe excentricidades en ninguna de las dos direcciones. El diagrama de esfuerzos tendrá el mismo valor en todas sus esquinas.

Figura 55 Diagrama de esfuerzos



Fuente: Autor.

Con las siguientes ecuaciones encontramos los valores de q_1 , q_2 , q_3 y q_4 que tendrán el mismo valor por no poseer momentos en ninguna dirección por ser diseñada como una unión articulada.

$$q_1 = \frac{Pu}{A} * \left(1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L}\right)$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} * \left(1 - \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L}\right)$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} * \left(1 + \frac{6ex}{B} - \frac{6ey}{L}\right)$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} * \left(1 - \frac{6ex}{B} - \frac{6ey}{L}\right)$$

Donde:

q1, q2, q3, q4	Esfuerzos últimos.
Ex	Excentricidad en el sentido x.
Ey	Excentricidad en el sentido y.
Pu	Carga ultima de 8019.08 kg.
A	Área de la zapata de la superficie en contacto.
B	Ancho de la zapata.
L	Largo de la zapata.

Tabla 25 Diagrama de esfuerzos en la zapata

Diagrama de esfuerzos en la zapata		
q1	0,56	kg/cm ²
q2	0,56	kg/cm ²
q3	0,56	kg/cm ²
q4	0,56	kg/cm ²

Fuente: Autor.

4.3.3.5. Diseño a cortante tipo viga

Datos para primer análisis de la zapata.

Tabla 26 Datos de la zapata

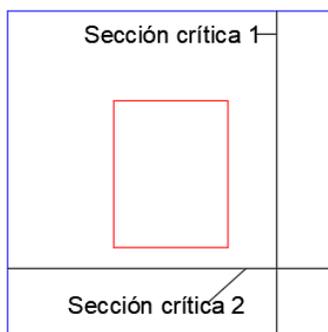
Espesor de zapata supuesto		diámetro cm
40	cm	1,6

rec min	7,5	cm
Dirección x eje neutro	Dirección y eje neutro	
9,9	8,3	
10	9	
d x	d y	
30	31	

Fuente: Autor.

Obtenemos los esfuerzo máximo y mínimo en la sección crítica, debido a la variación de los esfuerzos de reacción de suelo y porque la carga está ubicada dentro del tercio medio de la cimentación.

Figura 56 Sección crítica de diseño a cortante



Fuente: Autor.

$$q_{max} = \frac{Pu}{A} * \left(1 + \frac{6ex}{B}\right)$$

$$q_{min} = \frac{Pu}{A} * \left(1 - \frac{6ex}{B}\right)$$

Tabla 27 Esfuerzos máximos y mínimos

Diseño a cortante en X	
qmax	0,56
qmin	0,56
Diseño a cortante en Y	
qmax	0,56
qmin	0,56

Fuente: Autor.

4.3.3.6. Diseño a cortante

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$Vu = \frac{VU}{\Phi * b * d}$$

Donde:

- V_u Esfuerzo cortante.
- V_U Esfuerzo cortante aplicado en la sección crítica d .
- Φ Factor de reducción a cortante (0.75).
- b Largo o ancho de la cimentación según la dirección de análisis.
- d Peralte efectivo.

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

- V_c Esfuerzo de corte del hormigón.
- f'_c Resistencia a la compresión del hormigón.

Tabla 28 *Diseño a cortante*

Fuerzas cortantes en la sección crítica			
	Dirección X	Dirección Y	
V_u	200.48	-280.67	kg
V_u factorado	0.009	-0.12	kg/cm ²
V_c	7.68		kg/cm ²

Fuente: Autor.

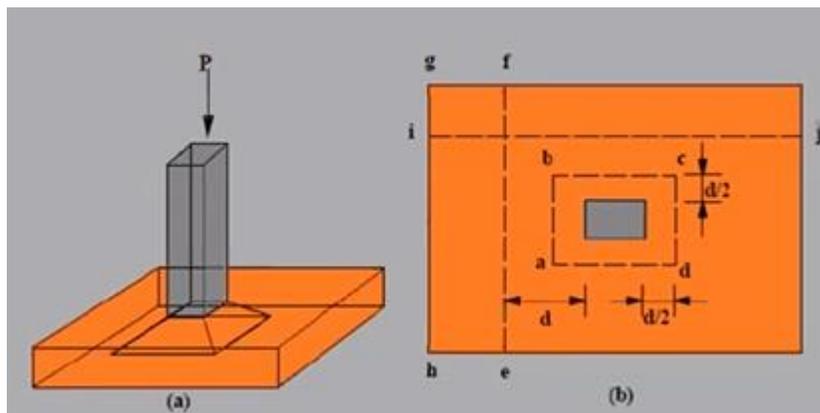
$$V_u < V_c \text{ Cumple}$$

La capacidad del cortante del hormigón es superior al cortante último solicitante en ambas direcciones, por ello el peralte asumido de la zapata de 30cm que es aceptable para la solicitación analizada.

4.3.3.7. Diseño de cortante a punzonamiento

El efecto de punzonamiento se produce por una columna que se encuentra apoyada en una zapata, provocada por esfuerzos cortantes, que se producen alrededor del perímetro de la columna.

Figura 57 Diseño de cortante a punzonamiento



Fuente: Temas de hormigón armado.

Después se determina el promedio de todos los esfuerzos del suelo.

$$q = \frac{Pu}{A}$$

Donde:

P_u Carga axial ultima (80919.08 kg).

A Área de la zapata.

$$q = \frac{80919.08 \text{ kg}}{(100\text{cm} * 100\text{cm})} = 0.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Con la siguiente ecuación, se obtuvo la fuerza cortante en la sección crítica.

$$V_u = \frac{q(L * b - A_o)}{\Phi * b_o * d}$$

$$A_o = (a + d) * (b + d)$$

$$b_o = 2 * (a + b + 2d)$$

Donde:

V_u Esfuerzo cortante – punzonamiento.

A_o Área sección crítica a cortante.

b_o Perímetro de sección crítica.

L	Largo zapata.
b	Ancho zapata.
q	Presión última del suelo.
d	Alto efectivo zapata.
Φ	Coefficiente de minoración a cortante punzonamiento (0.75).

El esfuerzo resistente a corte por punzonamiento se obtiene de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Vc1 = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

$$Vc2 = 0.53 * \sqrt{f'c} * (1 + \frac{2}{\beta})$$

$$Vc3 = 0.27 * \sqrt{f'c} * (\frac{\alpha_s * d}{bo} + 2)$$

Donde:

Vc	Esfuerzo de corte del hormigón.
f'c	Resistencia a la compresión del hormigón.
β	Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna.
bo	Perímetro de sección crítica.
α_s	Parámetro que depende de la posición de la columna.

Tabla 29 Cortante a punzonamiento

Cortante a punzonamiento				
	x	y		
d/2	15	15.5		
Vu	4057.65			
Vu factorado	0.63			
Vc	15.36	kg/cm2	Vc>Vu	Cumple
Vc	19.63	kg/cm2	Vc>Vu	Cumple
Vc	20.31	kg/cm2	Vc>Vu	Cumple

Fuente: Autor.

4.3.3.8. Diseño a flexión

Para el diseño a flexión se tomará en cuenta que las secciones críticas se ubican en las caras de las columnas para las dos direcciones de análisis.

Figura 58 Sección crítica diseño a flexión



Fuente: Autor.

4.3.3.8.1. Diseño a flexión en la dirección x

Para el análisis del momento último se trabajará para un ancho unitario de diseño de 1m, además para obtener el momento flector en la zona crítica, cabe recalcar que la nave esta articulada en su base, solo se divide en cargas rectangulares obteniendo un momento ultimo de 49116,86 kg-cm. Con la siguiente expresión calculamos el acero requerido para dirección x para un ancho unitario de 1m.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \Phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

Donde:

A_s Acero longitudinal requerido.

$f'c$ Resistencia a la compresión del hormigón.

F_y Fluencia del acero.

- b Ancho de la comuna según la dirección de análisis.
- d Peralte efectivo según la dirección de análisis.
- Mu Momento flector ultimo.
- Φ Factor de reducción a la flexión (0.9).

Para la cuantía min del acero establecida es:

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

Donde:

ρ_{min} Cuantía mínima requerida.

F_y Fluencia del acero.

Por último, se obtiene el área mínima de armado par un ancho unitario.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

Donde:

A_{smin} Acero mínimo requerido.

b Ancho de la comuna según la dirección de análisis.

d Peralte efectivo según la dirección de análisis.

Tabla 30 *Diseño a flexión en la dirección X*

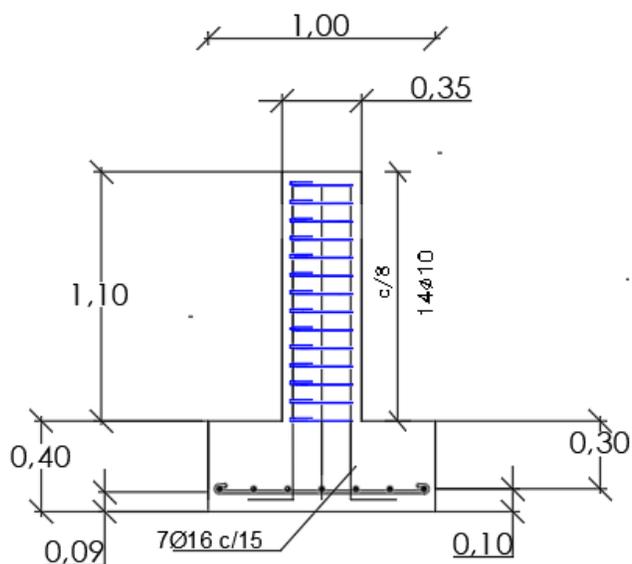
Diseño a flexión en x		
h rec	0.801908	cm
h tri	0	cm
base	32.5	cm
Mu Rec	42350.7663	Kg-cn
Mu tri	0	
Mu	42350.7663	kg-cm
Acero requerido		
As	0.37	cm ²
Cuantía min	0.00333333	

As min	10.333	cm ²
Cada cuanto	15	cm
# varillas en 1m	6.66666667	u
Área por metro	13.4041287	cm ²
# varillas en x	7	u

Fuente: Autor.

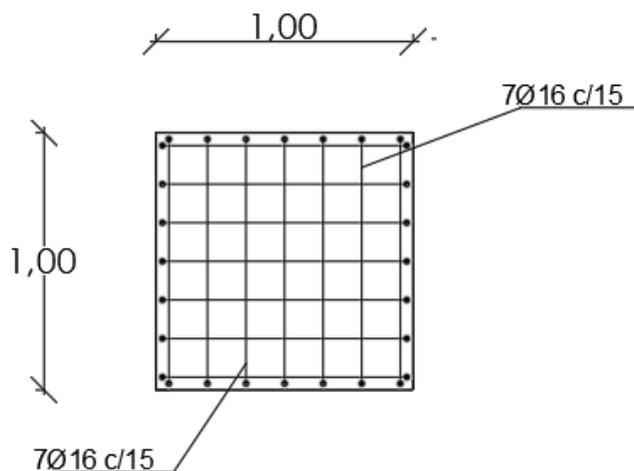
Como resumen se puede acolar 1 varilla de 14 mm en la dirección x cada 15 cm, que provee un armado de 10.27 cm² por cada metro lineal, lo que es igual a colocar 7 varillas de 14 mm, para un ancho de zapata de 1m.

Figura 59 Detalle de zapata en la dirección X



Fuente: Autor.

Figura 60 Detalle de zapata vista en planta



Fuente: Autor.

4.3.3.8.2. Diseño a flexión en la dirección y

Para el análisis del momento último se trabajará para un ancho unitario de diseño de 1m, además para obtener el momento flector en la zona crítica, cabe recalcar que la nave esta articulada en su base, solo se divide en cargas rectangulares obteniendo un momento ultimo de 36085,86 kg-cm.

Con la siguiente expresión calculamos el acero requerido para dirección x para ancho unitario de 1m.

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \Phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

Donde:

- As Acero longitudinal requerido.
- f'c Resistencia a la compresión del hormigón.
- Fy Fluencia del acero.
- b Ancho de la comuna según la dirección de análisis.
- d Peralte efectivo según la dirección de análisis.

Mu Momento flector ultimo.

Φ Factor de reducción a la flexión (0.9).

Para la cuantía min del acero establecida es:

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

Donde:

ρ_{min} Cuantía mínima requerida.

F_y Fluencia del acero.

Por último, se obtiene el área mínima de armado por un ancho unitario.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

Donde:

A_{smin} Acero mínimo requerido.

b Ancho de la comuna según la dirección de análisis.

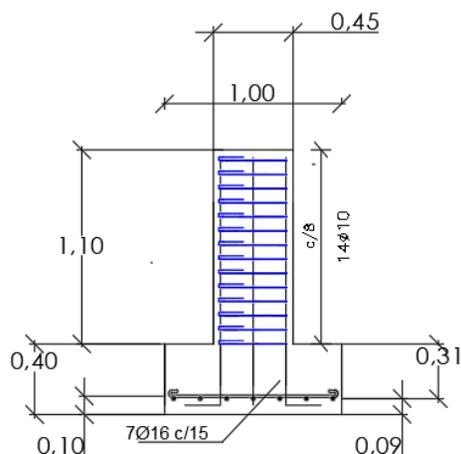
d Peralte efectivo según la dirección de análisis.

Tabla 31 *Diseño a flexión en la dirección Y*

Diseño a flexión en y		
h rec	0.801908	cm
h tri	0	cm
base	27.5	cm
Mu Rec	30322.1463	Kg-cm
Mu tri	0	
Mu	30322.1463	Kg-cm
As	0.259	cm ²
Cuantía min	0.00333333	cm ²
As min	10.333	cm ²
Cada cuanto	15	cm
# varillas en 1m	6.66666667	u
Área por metro	13.4041287	cm ²
# varillas en x	7	u

Fuente: Autor.

Como resumen se puede acolar 1 varilla de 14 mm en la dirección x cada 15 cm, que provee un armado de 10.27 cm² por cada metro lineal, lo que es igual a colocar 7 varillas de 14 mm, para un ancho de zapata de 1m.

Figura 61 *Detalle de zapata en la dirección Y*

Fuente: Autor.

4.3.4. Viga de cimentación

4.3.4.1. Diseño a flexión

Tabla 32 Datos de la viga de cimentación diseño a flexión

Datos		
f'c	210,00	kg/cm ²
fy	4.200,00	kg/cm ²
Es	199.947,98	MPa
Φ	0,9	Flexión
Φ	0,75	Cortante
b	25	cm
h	30	cm
rec	4	cm
d	26	cm
Mu	18000	kg-cm

Fuente: Autor.

Primero obtenemos el coeficiente de simplificación (k) y el acero longitudinal (As), para un momento ultimo Mu= 18000 kg-cm con las siguientes expresiones.

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$As = k * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * k * d * fy}})$$

Donde:

f'c Resistencia a la compresión del hormigón.

fy Fluencia del acero.

As Acero longitudinal requerido.

b Base de la viga.

h Altura de la viga.

K Constante de simplificación.

d Peralte efectivo.

- Mu Momento flector ultimo.
 Φ Factor de reducción a flexión (0.9)

Tabla 33 Acero longitudinal requerido por Mu

k	27,625	
As	0,02	cm2

Fuente: Autor.

Segundo se verifica que el acero trabaje a fluencia.

$$a = \frac{As * Fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$c = \frac{a}{0.85}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003 * (d - c)}{c}$$

Donde:

- f'c Resistencia a la compresión del hormigón.
 fy Fluencia del acero.
 As Acero longitudinal.
 a Profundidad del bloque de compresión.
 c Profundidad del eje neutro.
 b Base de la viga.
 ϵ_s Deformación del acero.

Tabla 34 Fluencia del acero

Fluencia del acero		
a	0,01882353	cm
c	0,02214533	cm
ϵ_s	3,5191875	
ϵ_f	0,0021	
$\epsilon_s \geq \epsilon_f$	CUMPLE	

Fuente: Autor.

Tercero se calcula el acero mínimo y máximo para el acero longitudinal.

$$A_{S_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{S_{min1}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$$A_{S_{temp}} = \rho_{temp} * b * d$$

Donde:

$f'c$ Resistencia a la compresión del hormigón.

f_y Fluencia del acero.

b Base de la viga.

d Peralte efectivo.

$A_{S_{min}}$ Acero longitudinal mínimo.

$A_{S_{max}}$ Acero longitudinal máximo.

$A_{S_{temp}}$ Acero longitudinal por temperatura.

Tabla 35 Acero máximo y mínimo

Cálculo de acero		
$A_{S_{min1}}$	2,167	cm ²
$A_{S_{min2}}$	0,561	cm ²
$A_{S_{min}}$	2,167	cm ²
$A_{S_{max}}$	6,90625	cm ²
$A_{S} > A_{S_{min}}$	NO CUMPLE	
$A_{S_{temp}}$	1,17	cm ²
$A_{S_{escogido}}$	2,16666667	cm ²

Fuente: Autor.

Cuarto se verifica las cuantías máximas y mínimas.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{tem} = 0.0018$$

$$\rho_b = \beta_1 * \frac{0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Donde:

b	Base de la viga.
d	Peralte efectivo.
ρ	Cuantía.
ρ_{min}	Cuantía mínima requerida.
ρ_b	Cuantía balanceada.
ρ_{max}	Cuantía máxima requerida.
ρ_{temp}	Cuantía por temperatura.

Tabla 36 Verificación de cuantías

Verificación de cuantías	
ρ	0,007
$\rho_{mín}$	0,00180
$\rho \geq \rho_{mín}$	CUMPLE
ρ_b	0,02125
ρ_{max}	0,010625
ρ_{temp}	0,0018
$\rho \leq \rho_{max}$	CUMPLE

Fuente: Autor.

Quinto se obtiene el acero real de 4.52 cm² con 4 varillas de 12 mm de diámetro.

Tabla 37 Acero real

4 ϕ 12		
As real	4,524	cm ²

Fuente: Autor.

Por último, se calcula la separación que será la mínima de los siguientes apartados.

- $S=2.5$ cm.
- Diámetro longitudinal mayor.
- Tamaño máximo del agregado grueso.
- $S = \frac{b-2*rec-#\#*\emptyset}{\#-1}$

Tabla 38 Separación

Separación		
S min 1	2,5	cm
Diámetro longitudinal mayor	1,2	cm
Tamaño máximo del agregado grueso	2,5	cm
S calculado $\geq S$	4,07	cm

Fuente: Autor.

4.3.4.2. Diseño a cortante

Primero se obtuvo el cortante último del programa d SAP200 de 1711.2 kgf.

Tabla 39 Datos para diseño a cortante

Datos		
$f'c$	210,00	kg/cm ²
f_y	4.200,00	kg/cm ²
Φ	0,75	
b	25	cm
h	30	cm
rec	4	cm
d	26	cm
V_u	1711,20	kgf

Fuente: Autor.

Donde:

- $f'c$ Resistencia a la compresión del hormigón.
- f_y Fluencia del acero.
- b Base de la viga.

h	Altura de la viga.
d	Peralte efectivo.
rec	Recubrimiento.
Mu	Momento flector ultimo.
Φ	Factor de reducción a corte (0.75)

Segundo con las siguientes expresiones se obtiene el aporte del hormigón y el aporte del refuerzo del acero.

$$V_{S_{max}} = 2.22 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{C_{max}} = 1.33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

f'c	Resistencia a la compresión del hormigón.
b	Base de la viga.
d	Peralte efectivo.
V _{Smax}	Aporte máximo del acero.
V _{Cmax}	Aporte máximo del hormigón.

Tabla 40 Aporte máximo del hormigón y del acero

Vc max	12527,80	kgf
Vs max	20722,67	kgf

Fuente: Autor.

Tercero se calcula la cortante que aportara el hormigón.

$$\Phi V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

f'c	Resistencia a la compresión del hormigón.
b	Base de la viga.

d	Peralte efectivo.
V _c	Aporte del hormigón.
Φ	Factor de reducción a cortante.

Tabla 41 *Aporte del hormigón a cortante*

V _c max	4992,28	kgf
Φ V _c	3744,21	kgf
Φ V _c /2	1872,10	kgf

Fuente: Autor.

Cuarto se calcula el área transversal mínima que la será menor de los siguientes parámetros.

- $\frac{Av_{min}}{s} \geq 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b}{fy}$
- $\frac{Av_{min}}{s} \geq 3.5 * \frac{b}{fy}$

Donde:

f'c Resistencia a la compresión del hormigón.

b Base de la viga.

A_{vmin} Área transversal mínima.

S Separación.

Tabla 42 *Área transversal mínima*

Área transversal mínima		
Av mín/s	1,73	cm ² /m
Av mín/s	2,08	cm ² /m

Fuente: Autor.

Quinto se calcula la resistencia del cortante del hormigón y del acero.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$V_u = \frac{Vu}{\Phi * b * d}$$

$$V_s = V_u - V_c$$

Donde:

$f'c$	Resistencia a la compresión del hormigón.
b	Base de la viga.
d	Peralte efectivo.
Vc	Aporte del hormigón.
Vs	Aporte del acero.
Vu	Cortante último.
Vs	Aporte del acero.
Φ	Factor de reducción a cortante.

Tabla 43 Resistencia a cortante

Resistencia a cortante		
Vu	3,51	kgf/cm ²
Vc	7,68	kgf/cm ²
Vs	-4,17	kgf/cm ²
$2.12 \cdot f'c^{0.5}$	30,72	kgf/cm ²
$Vs < 2.12 \cdot f'c^{0.5}$	CUMPLE	kgf/cm ²

Fuente: Autor.

Por último, se obtiene la separación de los estribos en la zona de confinamiento ($2h$) que debe ser el menor de los siguientes parámetros.

- $d/4$
- $6 \cdot \emptyset_{\min L}$
- 200 mm

Donde:

$\emptyset_{\min L}$	Diámetro longitudinal menor
d	Peralte efectivo.

Tabla 44 Separación en la zona de confinamiento

Zona de confinamiento		
2h	60	cm
d/4	6,5	cm
6*Ømin _L	7,2	cm
200mm	20	cm
Separación	6,5	cm

Fuente: Autor.

Se asume una separación para zona de confinamiento de 6 cm.

Para la zona media la separación establecida por la NEC-SE-HM es d/2.

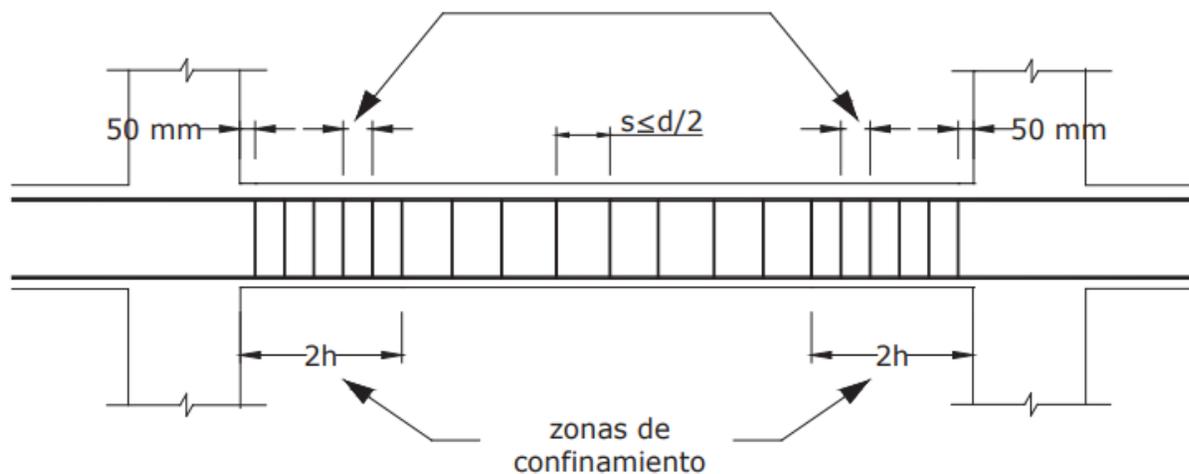
Donde:

d Peralte efectivo.

Tabla 45 Separación en la zona media

Zona media		
d/2	13	cm

Fuente: Autor.

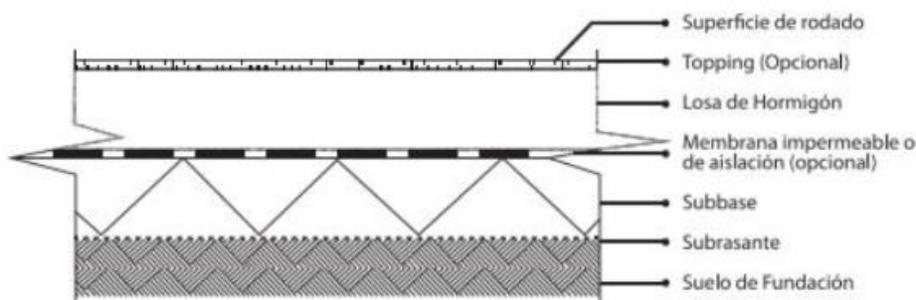
Figura 62 Separación de estribos

Fuente: NEC-SE-HM.

4.4. Contrapiso de hormigón

El contrapiso de hormigón se encuentra estructurado por una subbase granular, que a su vez sirve como base para la construcción del pavimento de hormigón, además toda esta estructura se coloca sobre la subrasante, que es el suelo de fundación que soporta la estructura de pavimento (Salsilli, 2011).

Figura 63 Elementos de un piso industrial de hormigón



Fuente: Manual de diseño de pisos industriales.

Datos generales

Tabla 46 Datos generales para el diseño de contrapiso de hormigón

Datos Generales		
Hormigón	210	kg/cm ²
qs	1,5	kg/cm ²
K subrasante	80	Mpa/m
Carga de eje simple	100	KN
Área de contacto efectiva de una rueda	161,3	cm ²
Espacio entre ruedas	101	cm
Resistencia a la tracción por flexión	3,93	MPa
Factor de seguridad	1,7	

Fuente: Autor.

4.4.1. Cálculo de subbase

Para mejorar la calidad del suelo, se decide colocar una subbase granular, de acuerdo a la siguiente tabla. La subrasante al poseer un $k = 80$ Mpa/m, se decide colocar una subbase granular de 15 cm con un $k=90$ Mpa/m.

Tabla 47 Valor K para Subbase

K Subrasante		Capa granular no tratada							
		10 cm		15 cm		22.5 cm		30 cm	
Mpa/m	pci	Mpa/m	pci	Mpa/m	pci	Mpa/m	pci	Mpa/m	pci
20	73	23	85	26	96	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	57	210	66	245
60	220	64	235	66	245	76	280	90	330
80	295	87	320	90	330	100	370	117	430

Fuente: Guía para diseño de estructura de pavimentos.

4.4.2. Diseño de espesor de losa

El siguiente diseño determina el espesor de losa sobre el suelo utilizando los ábacos del método de la Asociación de Cemento Portland (PCA), para un caso de carga de eje simple.

$$Tensión\ Admisible = \frac{Resistencia\ a\ la\ tracción\ por\ flexión}{Factor\ de\ seguridad}$$

$$Tensión\ Admisible = \frac{3.93\ Mpa}{1.7} = 2.312\ Mpa$$

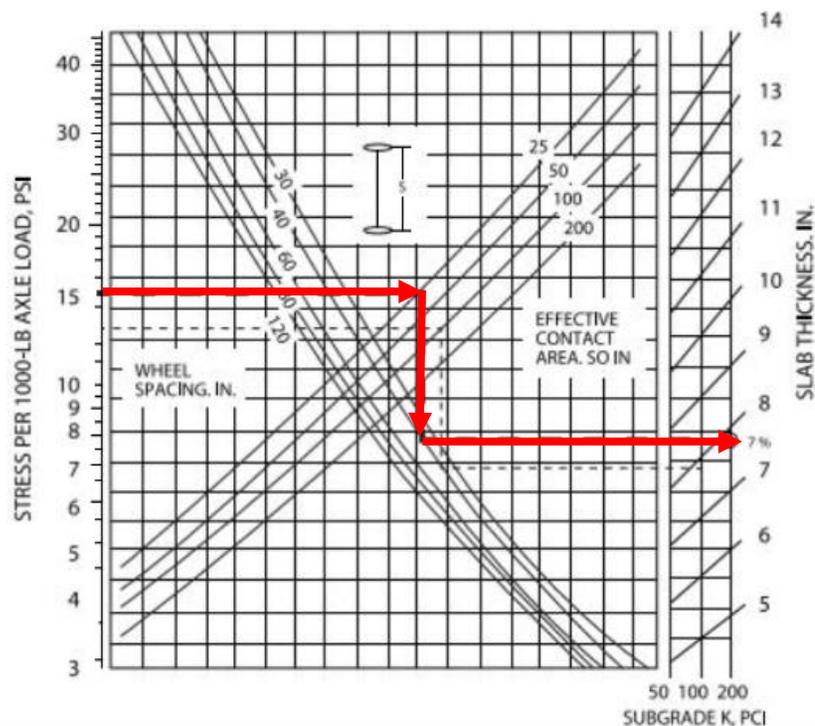
Tensión admisible por cada 4.44 KN (1000 Lb)

$$Tensión\ Admisible\ por\ cada\ 4.44\ KN = \frac{Tensión\ Admisible}{Carga\ de\ eje\ simple}$$

$$Tensión\ Admisible\ por\ cada\ 4.44\ KN = \frac{2.312\ Mpa}{100\ KN} = 0.023\ kPa$$

Tensión admisible por cada 4.44 KN (1000 Lb) es 0.023 kPa (15 Psi)

Figura 64 El diseño gráfico de PCA para ejes con ruedas simple



Fuente: Asociación de Cemento Portland (PCA).

Una vez obtenido la tensión admisible por cada 4.44 kN (1000 Lb), utilizamos el ábaco de la figura 53 con el valor 0.023 kPa (15Psi) en el eje de las ordenadas, después interceptamos con la curva de área de contacto efectiva de la rueda, y con la curva de espacio entre ruedas, por último, se intercepta con el valor de la constante de basalto. Como resumen se obtiene un espesor de losa de 20 cm (7 ¾ pulg).

4.4.3. Acero de refuerzo para control de fisuras

Se obtiene el acero de refuerzo por metro lineal con una cuantía mínima del 0.5 % de del área de la sección transversal de la losa.

$$A_s = 0.5\% * B * e$$

Donde:

A_s Acero de refuerzo.

- B Ancho por metro lineal.
E Espesor de la losa.

$$A_s = 0.5\% * B * L$$

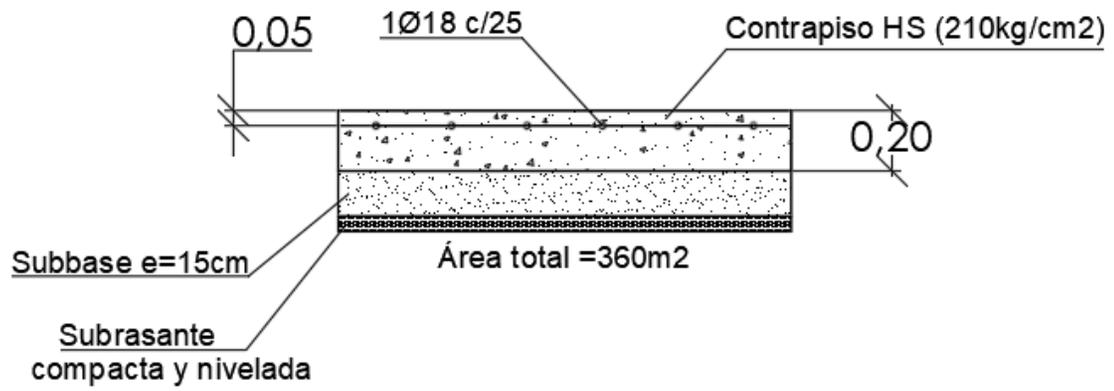
$$A_s = \frac{0.5}{100} * 1000\text{mm} * 200\text{mm} = 1000 \text{ mm}^2$$

Tabla 48 Área de varillas en losas (mm²/m)

Separación (mm)	Diámetro de varilla										
	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36
75	1 047	1 508	2 053	2 681	3 393	4 189	5 068	6 545	8 210	10 723	13 572
90	873	1 257	1 710	2 234	2 827	3 491	4 224	5 454	6 842	8 936	11 310
100	785	1 131	1 539	2 011	2 545	3 142	3 801	4 909	6 158	8 042	10 179
115	683	983	1 339	1 748	2 213	2 732	3 306	4 268	5 354	6 993	8 851
130	604	870	1 184	1 547	1 957	2 417	2 924	3 776	4 737	6 187	7 830
140	561	808	1 100	1 436	1 818	2 244	2 715	3 506	4 398	5 745	7 271
150	524	754	1 026	1 340	1 696	2 094	2 534	3 272	4 105	5 362	6 786
165	476	685	933	1 219	1 542	1 904	2 304	2 975	3 732	4 874	6 169
180	436	628	855	1 117	1 414	1 745	2 112	2 727	3 421	4 468	5 655
190	413	595	810	1 058	1 339	1 653	2 001	2 584	3 241	4 233	5 357
200	393	565	770	1 005	1 272	1 571	1 901	2 454	3 079	4 021	5 089
225	349	503	684	894	1 131	1 396	1 689	2 182	2 737	3 574	4 524
250	314	452	616	804	1 018	1 257	1 521	1 963	2 463	3 217	4 072

Fuente: Guía de diseño de losas de contrapiso con refuerzo para control de fisuras.

Po último para satisfacer el área de refuerzo de 1000 mm², se decide utilizar varillas de 18 mm de diámetro, espaciadas cada 25 cm, lo que nos da un área real de 1018 mm² mayor al área requerida. Además, el contrapiso solo tomara en paños de 3x3 m. En la figura 65 se realiza un detalle de la losa de contrapiso y su acero refuerzo.

Figura 65 *Detalle del contrapiso*

Fuente: Autor.

CAPÍTULO V

5.1. Análisis de precios unitarios

5.1.1. Cantidades de obra

5.1.1.1. Trabajos generales

Tabla 49 Cantidad de obra para replanteo y nivelación

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
RUBRO:	Replanteo y nivelacion					
CAPITULO:	TRABAJOS GENERALES					
UNIDAD:	m2					
ITEM:	1.10					
CUANTIFICACIÓN DE REPLANTEO Y NIVELACIÓN						
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		CANTIDAD (u)	AREA TOTAL (m2)	OBSERV.
		LONG. PROMEDIO (m)	ANCHO PROMEDIO (m)			
Replanteo y nivelación	Área total	24.00	15.000		360.00	
SUBTOTAL 1					360.00	M2

Fuente: Autor.

5.1.1.2. Cimentación

Tabla 50 Cantidad de obra para excavación en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m

OBRA:		DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
RUBRO:		Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m					
CAPITULO:		CIMENTACIÓN					
UNIDAD:		m3					
ITEM:		2.10					
CUANTIFICACIÓN DE EXCAVACIÓN A MANO EN SUELO SIN CLASIFICAR, PROFUNDIDAD ENTRE 0 Y 2 M							
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		LONGITUD (m)	CANTIDAD (u)	VOLUMEN TOTAL (m3)	OBSERV.
		ATURA PROMEDIO (m)	BASE PROMEDIO (m)				
Excavación a mano en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m	Zapatatas	1.50	1.000	1.000	10	15.00	
	Viga de cimentacion	0.30	0.250	6.000	8	3.60	
SUBTOTAL 1						18.60	M3

Fuente: Autor.

Tabla 51 Cantidad de obra para cargado de material a máquina.

OBRA:		DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.			
RUBRO:		Cargado de material a máquina			
CAPITULO:		CIMENTACIÓN			
UNIDAD:		m3			
ITEM:		2.20			
CUANTIFICACIÓN DE EXCAVACIÓN A MANO EN SUELO SIN CLASIFICAR, PROFUNDIDAD ENTRE 0 Y 2 M					
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	EXCAVACIÓN (m3)	ESPONJAMIENTO DE TIERRAS (%)	VOLUMEN TOTAL (m3)	OBSERV.
Excavación a mano en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m	Zapatatas	18.600	30.000	24.180	Ver grafico No. 1
	Viga de cimentacion				
SUBTOTAL 1				24.18	M3

Fuente: Autor.

Tabla 52 Cantidad de obra para transporte de material de desalojo.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.				
RUBRO:	TRANSPORTE DE MATERIAL DE DESALOJO				
CAPITULO:	CIMENTACIÓN				
UNIDAD:	m3				
ITEM:	2.30				
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	EXCAVACIÓN (m3)	ESPONJAMIENTO DE TIERRAS (%)	VOLUMEN TOTAL (m3)	OBSERV.
Excavación a mano en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m	Zapatas	18.600	30.000	24.180	Ver grafico No. 1
	Viga de cimentacion				
SUBTOTAL 1				24.18	M3

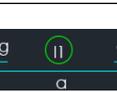
Fuente: Autor.

Tabla 53 Cantidad de obra para replantillo de hormigón pobre.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.							
RUBRO:	Replantillo de hormigón pobre							
CAPITULO:	CIMENTACIÓN							
UNIDAD:	m3							
ITEM:	2.40							
CUANTIFICACIÓN DE EXCAVACIÓN A MANO EN SUELO SIN CLASIFICAR, PROFUNDIDAD ENTRE 0 Y 2 M								
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		LONGITUD (m)	CANTIDAD (u)	Espesor (m)	VOLUMEN TOTAL (m3)	OBSERV.
		ANCHURA PROMEDIO (m)	BASE PROMEDIO (m)					
Replantillo de hormigón pobre	Zapatas	0.40	1.000	1.000	10	0.050	0.50	Ver grafico No. 1
	Viga de cimentacion	0.30	0.250	6.000	8	0.050	0.60	
SUBTOTAL 1							1.10	M3

Fuente: Autor.

Tabla 54 Cantidad de obra para acero de refuerzo (Incluye corte y doblado).

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.											
RUBRO:	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)											
CAPITULO:	CIMENTACIÓN											
UNIDAD:	Kg											
ITEM:	2.50											
CUANTIFICACIÓN DE ACERO DE REFUERZO												
DESCRIPCIÓN	Ø (mm)	TIPO DE HIERROS	DIMENSIONES				LONGITUD (m)	CANTIDAD (u)	LONGITUD TOTAL (m)	MASA UNITARIA (kg/m)	PESO (kg)	OBSERV.
			a	b	c	g						
VIGA DE CIMENTACIÓN	12		9.25	0.15			9.40	4.00	37.60	0.89	33.39	Refuerzo longitudinal
	12		6.35				6.35	2.00	12.70	0.89	11.28	Refuerzo longitudinal
	12		7.25	0.15			7.40	4.00	29.60	0.89	26.28	Refuerzo longitudinal
	12		10.35				10.35	2.00	20.70	0.89	18.38	Refuerzo longitudinal
	10		0.17	0.22		0.07	0.92	432.00	399.17	0.62	246.29	Estribos
PEDESTAL	16		1.40	0.20			1.60	80.00	128.00	1.58	201.98	Refuerzo longitudinal
	10		0.27	0.37		0.10	1.47	140.00	206.08	0.62	127.15	Estribos
ZAPATA	16		0.95			0.05	1.05	140.00	147.00	1.58	231.97	Refuerzo longitudinal
SUBTOTAL 1										896.72	KG	

Fuente: Autor.

Tabla 55 Cantidad de obra para hormigón simple 210 kg/cm²

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.						
RUBRO:	Hormigón Simple 210 Kg/cm ²						
CAPITULO:	CIMENTACIÓN						
UNIDAD:	m ³						
ITEM:	2.60						
CUANTIFICACIÓN DE HORMIGÓN SIMPLE 210 Kg/cm²							
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		ALTURA (m)	CANTIDAD (u)	VOLUMEN TOTAL (m ³)	OBSERV.
		ANCHO PROMEDIO (m)	LONG. PROMEDIO (m)				
Hormigón simple 210 Kg/cm ²							Ver grafico No. 1
	Zapatras	1.00	1.000	0.400	10	4.00	
	Viga de cimentacion	0.25	6.000	0.300	8	3.60	
	Pedestal	0.45	0.350	1.10	10.00	1.73	
SUBTOTAL 1						9.33	m³

Fuente: Autor.

Tabla 56 Cantidad de obra para relleno compactado con material de mejoramiento.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.						
RUBRO:	Relleno compactado con material de mejoramiento						
CAPITULO:	CIMENTACIÓN						
UNIDAD:	m ³						
ITEM:	2.70						
CUANTIFICACIÓN DE EXCAVACIÓN A MANO EN SUELO SIN CLASIFICAR, PROFUNDIDAD ENTRE 0 Y 2 M							
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		LONGITUD (m)	CANTIDAD (u)	VOLUMEN TOTAL (m ³)	OBSERV.
		ATURA. PROMEDIO (m)	BASE PROMEDIO (m)				
Relleno compactado con material de mejoramiento	Zapatras	1.50	1.000	1.000	10	9.27	
SUBTOTAL 1						9.27	M³

Fuente: Autor.

5.1.1.3. Contrapiso de hormigón

Tabla 57 Cantidad de obra para excavación a mano en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.						
RUBRO:	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m						
CAPITULO:	CONTRAPISO DE HORMIGÓN						
UNIDAD:	m3						
ITEM:	3.10						
CUANTIFICACIÓN DE EXCAVACIÓN A MANO EN SUELO SIN CLASIFICAR, PROFUNDIDAD ENTRE 0 Y 2 M							
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		LONGITUD (m)	CANTIDAD (u)	VOLUMEN TOTAL (m3)	OBSERV.
		ATURA. PROMEDIO (m)	BASE PROMEDIO (m)				
Excavación a mano en suelo sin clasificar, profundidad entre 0 y 2 m	Área total	0.35	15.000	24.000	1	126.00	Ver grafico No. 1
SUBTOTAL 1						126.00	M3

Fuente: Autor.

Tabla 58 Cantidad de obra para mejoramiento de suelo subbase clase 3 e=15cm.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
RUBRO:	MEJORAMIENTO DE SUELO SUBBASE CLASE 3 e=15cm					
CAPITULO:	CONTRAPISO DE HORMIGÓN					
UNIDAD:	m2					
ITEM:	3.20					
CUANTIFICACIÓN DE REPLANTEO Y NIVELACIÓN						
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		CANTIDAD (u)	AREA TOTAL (m2)	OBSERV.
		LONG. PROMEDIO (m)	ANCHO PROMEDIO (m)			
SUBBASE e=15cm	Área total	24.00	15.000		360.00	Ver grafico No. 1
SUBTOTAL 1					360.00	M2

Fuente: Autor.

Tabla 59 Cantidad de obra para contrapiso de hormigón e= 20 cm (210kg/cm²).

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.						
RUBRO:	Contrapiso de hormigón e=20 cm (210kg/cm2)						
CAPITULO:	CONTRAPISO DE HORMIGÓN						
UNIDAD:	m3						
ITEM:	3.30						
CUANTIFICACIÓN DE HORMIGÓN SIMPLE 210 Kg/cm2							
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		ALTURA (m)	CANTIDAD (u)	VOLUMEN TOTAL (m3)	OBSERV.
		ANCHO PROMEDIO (m)	LONG. PROMEDIO (m)				
Contrapiso hormigón simple 210 Kg/cm2							Ver grafico No. 1
	Zapatas	15.00	24.000	0.200	1	72.00	
SUBTOTAL 1						72.00	m3

Fuente: Autor.

Tabla 60 Cantidad de obra para acero de refuerzo (Incluye corte y doblado).

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.								
RUBRO:	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)								
CAPITULO:	CONTRAPISO DE HORMIGÓN								
UNIDAD:	Kg								
ITEM:	3.40								
CUANTIFICACIÓN DE ACERO DE REFUERZO									
DESCRIPCIÓN	Ø (mm)	TIPO DE HIERROS	a	LONGITUD (m)	CANTIDAD (u)	LONGITUD TOTAL (m)	MASA UNITARIA (kg/m)	PESO (kg)	OBSERV.
Contrapiso	18		24.00	24.00	59.00	1416.00	1.998	2829.17	Refuerzo longitudinal
Contrapiso	18		15.00	15.00	95.00	1425.00	1.998	2847.15	Refuerzo longitudinal
SUBTOTAL 1								3973.42	KG

Fuente: Autor.

5.1.1.4. Estructura metálica

Tabla 61 Cantidad de obra para acero estructural.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
RUBRO:	Acero estructural					
CAPITULO:	ESTRUTURA METALICA					
UNIDAD:	kg					
ITEM:	4.10					
CUANTIFICACIÓN DE ACERO DE REFUERZO						
DESCRIPCIÓN	LONGITUD (m)	CANTIDAD (u)	LONGITUD TOTAL (m)	MASA UNITARIA (kg/m)	PESO (kg)	OBSERV.
COLUMNA C200X50X5	29.86	5.00	149.30	11.05	1649.77	
COLUMNA 2L 50X4	41.71	5.00	208.55	2.90	604.80	
VIGA PRINCIPAL C200X50X4	28.90	5.00	144.50	8.95	1293.28	
VIGA PRINCIPAL 2L 40X4	56.30	5.00	281.50	2.28	641.82	
VIGA SECUNDARIA C80X40X2	60.00	2.00	120.00	2.40	288.00	
VIGA SECUNDARIA C80X40X2	48.00	1.00	48.00	2.40	115.20	
VIGA SECUNDARIA 2L 20X2	93.60	2.00	187.20	0.57	106.70	
VIGA SECUNDARIA 2L 20X2	82.80	1.00	82.80	0.57	47.20	
CORREA G200X75X25X5	24.00	14.00	336.00	14.24	4784.64	
VARILLA 18MM	6.85	16.00	109.60	1.998	218.98	
VARILLA 18MM	7.25	8.00	58.00	1.998	115.88	
VARILLA 18MM	6.95	8.00	55.60	1.998	111.09	
SUBTOTAL 1					9977.35	KG

Fuente: Autor.

Tabla 62 Cantidad de obra para placa base para columnas.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
RUBRO:	Placa base para columnas					
CAPITULO:	ESTRUTURA METALICA					
UNIDAD:	U					
ITEM:	4.20					
CUANTIFICACIÓN DE ACERO DE REFUERZO						
DESCRIPCIÓN	Base (mm)	Altura (mm)	Espesor (mm)	CANTIDAD (u)	Unidades (u)	OBSERV.
Placa Base 400x300x12 mm	300.00	400.00	12.00	10.00	10.00	
SUBTOTAL 1					10.00	U

Fuente: Autor.

5.1.1.5. Cubierta**Tabla 63** Cantidad de obra para cubierta de tipo Steel panel.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
RUBRO:	CUBIERTA DE TIPO STEEL PANEL					
CAPITULO:	CUBIERTA					
UNIDAD:	m2					
ITEM:	5.10					
CUANTIFICACIÓN DE REPLANTEO Y NIVELACIÓN						
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES		CANTIDAD (u)	AREA TOTAL (m2)	OBSERV.
		LONG. PROMEDIO (m)	ANCHO PROMEDIO (m)			
Replanteo y nivelación	Área total	24.00	15.000		360.00	
SUBTOTAL 1					360.00	M2

Fuente: Autor.

Tabla 64 Cantidad de obra para canal recolector de agua lluvia.

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.				
RUBRO:	Canal recolector de agua lluvia				
CAPITULO:	CUBIERTA				
UNIDAD:	m				
ITEM:	5.20				
CUANTIFICACIÓN DE REPLANTEO Y NIVELACIÓN					
DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	LONG. PROMEDIO (m)	CANTIDAD (u)	LONG. TOTAL (m)	OBSERV.
Replanteo y nivelación	Área total	24.00	2	48.00	
SUBTOTAL 1				48.00	M

Fuente: Autor.

Tabla 65 Cantidad de obra bajante para aguas pluviales (PVC=110mm).

OBRA:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.			
RUBRO:	Bajante para aguas pluviales (PVC=110mm)			
CAPITULO:	CUBIERTA			
UNIDAD:	m			
ITEM:	5.30			
CUANTIFICACIÓN DE REPLANTEO Y NIVELACIÓN				
DESCRIPCIÓN	LONG. PROM. (m)	# BAJANTES (m)	LONG. TOTAL (m)	OBSERV.
Replanteo y nivelación	7.30	10	73.00	
SUBTOTAL 1			73.00	M

Fuente: Autor.

5.1.2. Presupuesto referencial

Tabla 66 Presupuesto referencial

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
OBRA: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
UBICACIÓN: BIBLIÁN					
MONTO \$ 102,648.36					
<i>PRESUPUESTO</i>					
CONTRATADO					
1	TRABAJOS GENERALES				450.00
1.1	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	360.00	1.25	450.00
2	CIMENTACIÓN				5,680.37
2.1	EXCAVACIÓN A MANO EN SUELO SIN CLASIFICAR, PROFUNDIDAD ENTRE 0 Y 2 M	M3	18.60	19.17	356.56
2.2	CARGADA DE MATERIAL CON MAQUINARIA	M3	24.18	32.28	780.53
2.3	TRANSPORTE DE MATERIAL DE DESALOJO	M3	24.18	1.48	35.79
2.4	REPLANTILLO DE HS ESP.=5 CMS.	M3	1.10	118.90	130.79
2.5	ACERO DE REFUERZO	KG	896.72	3.00	2,690.16
2.6	HORMIGON SIMPLE F _c =210 KG/CM2.	M3	9.33	161.46	1,506.42
2.8	RELLENO MANUAL COMPACTADO	M3	9.27	19.43	180.12
3	CONTRAPISO DE HORMIGÓN				29,982.18
3.1	EXCAVACIÓN A MANO EN SUELO SIN CLASIFICAR, PROFUNDIDAD ENTRE 0 Y 2 M	M3	126.00	18.20	2,293.20
3.2	MEJORAMIENTO DE SUELO SUBBASE CALSE 3 e=15cm	M2	360.00	11.51	4,143.60
3.3	HORMIGON SIMPLE F _c =210 KG/CM2.	M3	72.00	161.46	11,625.12
3.4	ACERO DE REFUERZO	KG	3,973.42	3.00	11,920.26
4	ESTRUTURA METALICA				51,338.93
4.1	ACERO ESTRUCTURAL A36	KG	9,977.35	5.12	51,084.03
4.2	PLACA BASE PARA COLUMNAS	U	10.00	25.49	254.90
5	CUBIERTA				4,198.84
5.1	CUBIERTA DE TIPO STEEL PANEL	M2	360.00	8.80	3,168.00
5.2	CANAL VISTO DE PIEZAS PREFORMADAS	M	48.00	10.10	484.80
5.3	BAJANTE EN EL EXTERIOR PARA AGUAS PLUVIALES	M	73.00	7.48	546.04
<i>SUBTOTAL</i>					91,650.32
<i>I.V.A</i>					10,998.04
<i>TOTAL</i>					102,648.36

Fuente: Autor.

CONCLUSIONES

Concluido el trabajo de grado del diseño estructural de una nave industrial en acero y contrapiso de hormigón, con su respectivo presupuesto referencial, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- Con la implementación del Software SAP200, se pudo verificar que las derivas están dentro del rango estipulado por la NEC-15 para derivas horizontales e IBC para derivas verticales, para que la estructura metálica pueda presentar una apropiada rigidez y limitar sus deformaciones. Además, todos los perfiles utilizados en el diseño de la nave cumplen con los requisitos de resistencia y rigidez establecidos por el AISC 360-16.
- El contrapiso de hormigón se encuentra estructurado por una subbase granular, que a su vez sirve como base para la construcción del pavimento de hormigón, también toda esta estructura se coloca sobre la subrasante, que es el suelo de fundación que soporta la estructura de pavimento.
- Mediante el análisis económico de los precios unitarios se determinó que el presupuesto referencial del proyecto es de \$102648.36 dólares americanos, que representa un valor alto, debido a que en el contrapiso de hormigón se utilizó acero para el control de fisuras.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un estudio geotécnico, para comprender las características del suelo de fundación, como son la capacidad portante de suelo y su coeficiente de basalto.
- Realizar un contrapiso de hormigón con juntas de contracción, construcción y asilamiento para abaratar costos, debido a que el contrapiso de hormigón con acero de refuerzo para control de fisuras resulta muy costoso.

BIBLIOGRAFIA

AICS 360-16. (2016). *ASOCIACIÓN LATINOAMERICANA DEL ACERO*.

Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente De construcciones*.

GAD CB, & AICCA. (2021). *PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN BIBLIÁN*.

IBC. (2021). *International Building Code* . <https://codes.iccsafe.org/content/IBC2018P6/chapter-16-structural-design>

McCormac, J. C. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. Marcombo.

Mukhanov. (1986). *CONSTRUCCIONES METALICAS*.

NEC-SE-CG. (2015). *CARGAS (NO SÍSMICAS)*.

NEC-SE-DS. (2015). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.

NEC-SE-HM. (2015). *ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*.

Newman, A. (2004). *METAL BUILDING SYSTEMS DESIGN AND SPECIFICATIONS*.
www.digitalengineeringlibrary.com

Romo, M. (2008). *TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO*.

Salsilli, R. (2011). *MANUAL DE DISEÑO DE PISOS INDUSTRIALES*.

ANEXOS

Precios unitarios: Trabajos Generales

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACION					
DETALLE: Herramienta manual				UNIDAD: M2	
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.03547
Equipo topográfico	0.1	10	1	0.05585	0.05585
SUBTOTAL (M)					0.09132
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	1	4.05	4.05	0.05585	0.22619
Cadenero	1	4.1	4.1	0.05585	0.22899
Topógrafo	1	4.55	4.55	0.05585	0.25412
SUBTOTAL (M)					0.7093
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Esmalte	gl.	0.001	18	0.018	
Estacas-varios	global.	1	0.22	0.22	
SUBTOTAL (M)					0.238
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		1.03862
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	0.20772
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1.25
VALOR OFERTADO		1.25

Precios unitarios: Cimentación

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NORMAL					
DETALLE:					UNIDAD: M3
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.03547
SUBTOTAL (M)					0.84174
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	1	4.05	4.05	3.73692	15.13453
SUBTOTAL (M)					15.13453
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (M)					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		15.97627
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	3.19525
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		19.17
VALOR OFERTADO		19.17

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: CARGADO DE MATERIAL CON MAQUINARIA					
DETALLE:					UNIDAD: M3
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.00758
Cargadora frontal	0	25	25	0.91	22.75
SUBTOTAL (M)					22.75758
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Op. De cargadora frotal	1	4.55	4.55	0.91	4.1405
SUBTOTAL (M)					4.1405
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (M)					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		26.89808
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	5.37962
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		32.28
VALOR OFERTADO		32.28

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: TRANSPORTE DE MATERIAL DE DESALOJO					
DETALLE:					UNIDAD: M3
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Volqueta 8m3	1	26	26	0.039	1.014
SUBTOTAL (M)					1.014
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Chofer volqueta	1	5.62	5.62	0.039	0.219
SUBTOTAL (M)					0.219
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (M)					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		1.233
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	0.2466
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1.48
VALOR OFERTADO		1.48

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: REPLANTILLO DE HS ESP.=5 CMS.					
DETALLE:				UNIDAD: M3	
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		1.01563
Concreteira	1	3.1	3.1	1.25	3.875
Vibrador	1	2.45	2.45	1.25	3.0625
SUBTOTAL (M)					7.953
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	3	4.05	12.15	1.25	15.1875
Albañil	1	4.1	4.1	1.25	5.125
SUBTOTAL (M)					20.313
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Areana Gruesa	m3.	0.65	15	9.75	
Grava	m3.	0.95	15	14.25	
Cemento	kg.	310	0.15	46.5	
Agua	Lt.	226	0.0014	0.3164	
SUBTOTAL (M)					70.8164
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		99.0824
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	19.81648
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		118.9
VALOR OFERTADO		118.9

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:					
ACERO DE REFUERZO					
DETALLE:					
					UNIDAD: M3
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.04234
Dobladora	1	1	1	0.06691	0.06691
Cizalla	1	0.14	0.14	0.06691	0.00937
SUBTOTAL (M)					0.119
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	2	4.05	8.1	0.06691	0.54197
Fierrero	1	4.1	4.1	0.06691	0.27433
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.1	4.55	0.455	0.06691	0.03044
SUBTOTAL (M)					0.847
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Hierro	kg.	1.1	1.3	1.43	
Alambre galvanizado # 18	kg.	0.05	2.11	0.1055	
SUBTOTAL (M)					1.5355
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		2.5015
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	0.5003
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3
VALOR OFERTADO		3

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: HORMIGON SIMPLE F`c=210 KG/CM2.					
DETALLE:				UNIDAD: M3	
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		2.01643
Concreteira	1	3.1	3.1	1.98175	6.14343
Vibrador	1	2.45	2.45	1.98175	4.85529
SUBTOTAL (M)					13.015
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	3	4.05	12.15	1.98175	24.07826
Albañil	2	4.1	8.2	1.98175	16.25035
SUBTOTAL (M)					40.329
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Areana Gruesa	m3.	0.7	15	10.5	
Grava	m3.	0.95	15	14.25	
Agua	Lt.	220	0.0014	0.308	
Cemento	kg.	365	0.15	54.75	
Aditivo plastocрте 161 HE	kg.	1.1	1.27	1.397	
SUBTOTAL (M)					81.205
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		134.549
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	26.9098
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		161.46
VALOR OFERTADO		161.46

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: RELLENO MANUAL COMPACTADO					
DETALLE:					UNIDAD: M3
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.628
Compactador mcánico	1	3	3	1	3
SUBTOTAL (M)					3.628
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	3	4.05	12.15	1	12.15
Albañil	0.1	4.1	0.41	1	0.41
SUBTOTAL (M)					12.56
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (M)					0
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		16.188
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	3.2376
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		19.43
VALOR OFERTADO		19.43

Precios unitarios: Contrapiso de hormigón

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NORMAL					
DETALLE:					UNIDAD: M3
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.03547
SUBTOTAL (M)					0.03547
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	1	4.05	4.05	3.73692	15.13453
SUBTOTAL (M)					15.13453
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (M)					
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		15.17
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	3.034
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		18.2
VALOR OFERTADO		18.2

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: MEJORAMIENTO DE SUELO SUBBASE CALSE 3 e=15cm					
DETALLE:					UNIDAD: M3
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Rodillo Vibratorio	1	35	35	0.016	0.56
Cargadora frontal	1.8	25	45	0.016	0.72
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.00324
SUBTOTAL (M)					1.28324
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	1	4.05	4.05	0.016	0.0648
SUBTOTAL (M)					0.0648
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Material de mejoramiento	m3.	1.03	8	8.24	
SUBTOTAL (M)					8.24
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		9.58804
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	1.91761
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		11.51
VALOR OFERTADO		11.51

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: HORMIGON SIMPLE F`c=210 KG/CM2.					
DETALLE:				UNIDAD: M3	
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		2.01643
Concretera	1	3.1	3.1	1.98175	6.14343
Vibrador	1	2.45	2.45	1.98175	4.85529
SUBTOTAL (M)					13.015
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	3	4.05	12.15	1.98175	24.07826
Albañil	2	4.1	8.2	1.98175	16.25035
SUBTOTAL (M)					40.329
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Areana Gruesa	m3.	0.7	15	10.5	
Grava	m3.	0.95	15	14.25	
Agua	Lt.	220	0.0014	0.308	
Cemento	kg.	365	0.15	54.75	
Aditivo plastocрте 161 HE	kg.	1.1	1.27	1.397	
SUBTOTAL (M)					81.205
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		134.549
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	26.9098
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		161.46
VALOR OFERTADO		161.46

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: ACERO DE REFUERZO					
DETALLE: UNIDAD: M3					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.04234
Dobladora	1	1	1	0.06691	0.06691
Cizalla	1	0.14	0.14	0.06691	0.00937
SUBTOTAL (M)					0.119
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	2	4.05	8.1	0.06691	0.54197
Fierrero	1	4.1	4.1	0.06691	0.27433
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.1	4.55	0.455	0.06691	0.03044
SUBTOTAL (M)					0.847
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Hierro	kg.	1.1	1.3	1.43	
Alambre galvanizado # 18	kg.	0.05	2.11	0.1055	
SUBTOTAL (M)					1.5355
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		2.5015
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	0.5003
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3
VALOR OFERTADO		3

Precios unitarios: Estructura metálica

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: ACERO ESTRUCTURAL A36					
DETALLE:				UNIDAD: KG	
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0	0	0		0.00325
Compresor	1	19.6	19.6	0.01429	0.28008
Soldadora	1	2.5	2.5	0.01429	0.03573
Grúa móvil	1	25	25	0.074	1.85
SUBTOTAL (M)					2.169
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	4.55	4.55	0.01429	0.06502
SUBTOTAL (M)					0.06502
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Diluyente	gln.	0.005	6	0.03	
Fondo	gln.	0.005	7.79	0.03895	
Acero estructural A36	kg.	1	1.75	1.75	
Sueld 6011	gl.	0.005	14	0.07	
	kg.	0.03	4.9	0.147	
SUBTOTAL (M)					2.03595
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		4.26997
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	0.85399
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		5.12
VALOR OFERTADO		5.12

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: PLACA BASE PARA COLUMNAS					
DETALLE: UNIDAD: U					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					0.04
SUBTOTAL (M)					0.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	2	4.05	4.05	0.074	0.2997
Soldador	1	4.29	4.29	0.074	0.31746
SUBTOTAL (M)					0.61716
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Platina de acero A36	kg.	7.85	1.25	9.8125	
Acero en barras corrugas, 12 mm	kg.	1.7	1.3	2.21	
Juego de arandelas	u	4	1.25	5	
Moertero autonivelante	kg.	3.75	0.95	3.5625	
SUBTOTAL (M)					20.585
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		21.24216
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	4.24843
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		25.49
VALOR OFERTADO		25.49

Precios unitarios: Cubierta

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: CUBIERTA DE TIPO STEEL PANEL					
DETALLE:					UNIDAD: U
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	1				0.18914
SUBTOTAL (M)					0.189
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	3	4.05	12.15	0.18182	2.20911
Instalador de revestimiento en general	2	4.1	8.2	0.18182	1.49092
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.1	4.55	0.455	0.18182	0.08273
SUBTOTAL (M)					3.78276
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Cubierta Techo Fuerte e=0.25mm largo 3.6	M2.	1	2.72	2.72	
Ganchos	u.	2	0.32	0.64	
SUBTOTAL (M)					3.36
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		7.33176
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	1.46635
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		8.8
VALOR OFERTADO		8.8

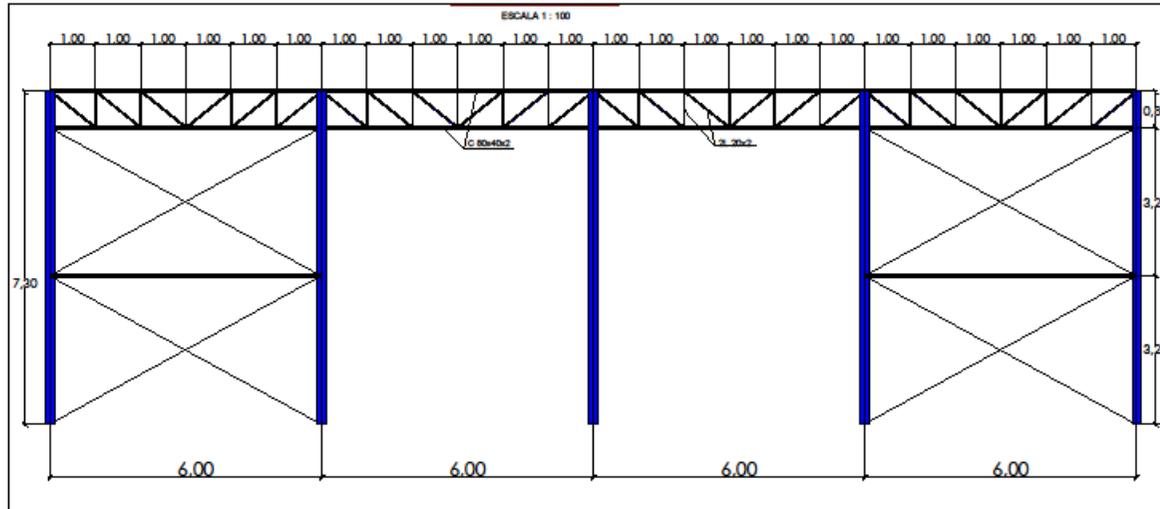
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: CANAL VISTO DE PIEZAS PREFORMADAS					
DETALLE:					UNIDAD: U
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0.05				0.1
SUBTOTAL (M)					0.1
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Plomero	1	3.87	3.87	0.251	0.97
Ayudante	1	3.83	3.83	0.251	0.96
SUBTOTAL (M)					1.93
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Canal circular PVC	ML	1	6.38	6.38	
SUBTOTAL (M)					6.38
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)	8.4127
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2 1.68254
OTROS INDIRECTOS	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	10.1
VALOR OFERTADO	10.1

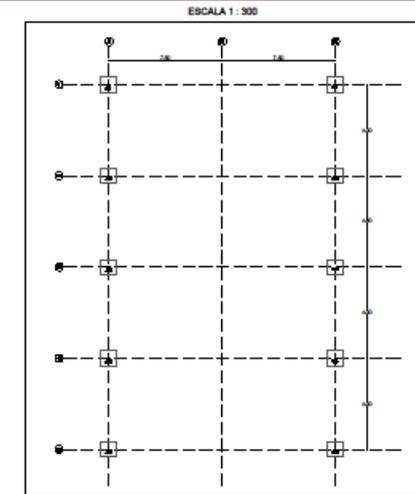
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIÁN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: BAJANTE EN EL EXTERIOR PARA AGUAS PLUVIALES					
DETALLE:					UNIDAD: U
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)	0.05				0.1
SUBTOTAL (M)					0.1
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Plomero	1	3.87	3.87	0.251	0.97
Ayudante	1	3.83	3.83	0.251	0.96
SUBTOTAL (M)					1.93
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Tubo PVC =110 mm	ML	1	3.85	3.85	
Adhesivo para PVC	U	0.015	23.5	0.3525	
SUBTOTAL (M)					4.2025
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL (P)					0

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)		6.2352
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0.2	1.24704
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		7.48
VALOR OFERTADO		7.48

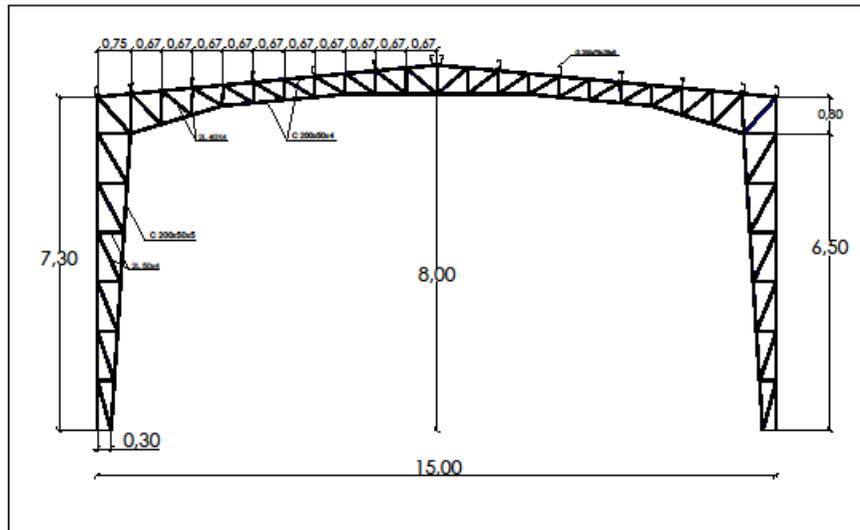
PÓRTICO 1-5



PLANTA DE CIMENTACIÓN - NIVEL -1,50m



PORTICO A-C



PERFILES

Columna	Viga principal
[]	[]
C 200x50x5	C 200x50x4
┌┐	┌┐
2L 50X4	2L 40X4
Viga secundaria	Correa
[]	[]
C 80x40x2	G 200x75x25x5
┌┐	
2L 20X2	

NOTA GENERAL SOBRE BREVES:
Se colocará espuma entre perfiles, entre perfiles y placas, o entre placas en todos los puntos de contacto visando aislar de Ruido o de fuga, con un espesor mínimo igual al menor de los dos elementos que se contactan.
El Contratista verificará que lo establecido en los planos cumple estrictamente con el código AWS y garantizará la máxima capacidad de los elementos que conforman a la unión. Todos los riesgos ocultos por la construcción de este ítem, será responsabilidad del Contratista y/o el Constructor.

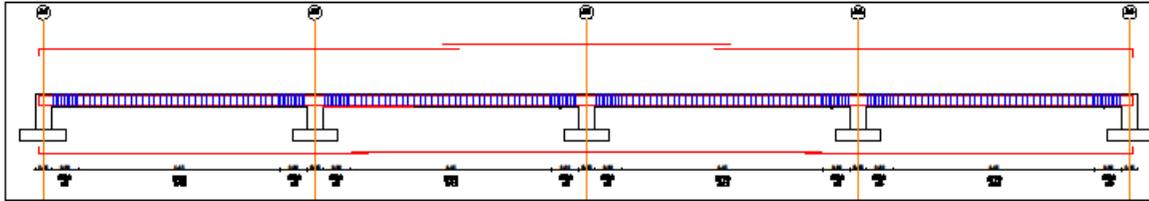
BIENIO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIAN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2000.

PLANOS ESTRUCTURALES

Diseño:	M. Inés Cordero
Dibujado:	M. Inés Cordero
Revisó:	M. Inés Cordero
Inés Cordero	
C.I. 0367737	
Biblicán - Mayo - 2023	
CONTIENE LO INDICADO.	
LAMINA :	

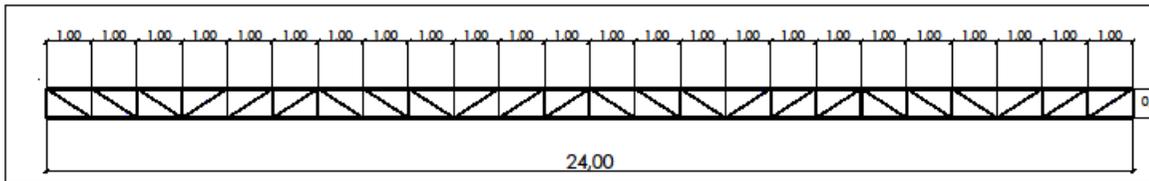
DETALLE DE VIGA

ESCALA 1 : 100



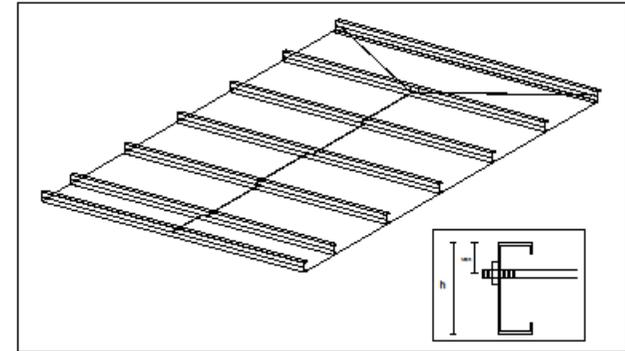
DETALLE DE VIGA TIPO PRATT

ESCALA 1 : 100



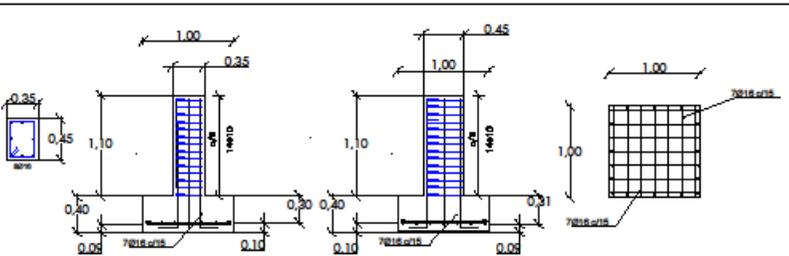
DETALLE DE JACENA

ESCALA 1 : 100



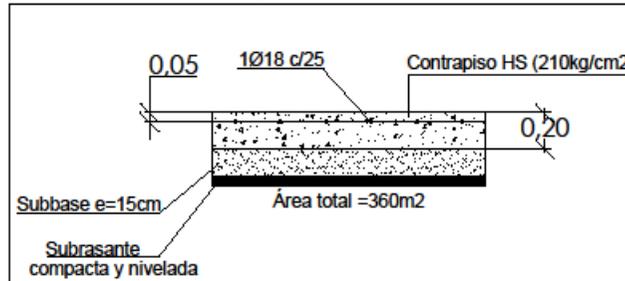
DETALLE DE CIMENTACIÓN

ESCALA 1 : 50



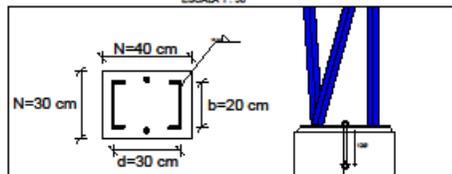
DETALLE DE CONTRAPISO DE HORMIGÓN

ESCALA 1 : 50



DETALLE DE PLACA BASE

ESCALA 1 : 50



NOTA GENERAL SOBRE BARRAS:
Se colocará acero entre perfiles, entre perfiles y placas, o entre placas en todos los puntos de contacto cuando sean de acero o de tipo, con un espesor mínimo igual al menor de los dos elementos que se contactan.
El Contralor verificará que el acero colocado en las uniones cumple estrictamente con el código AWS y garantizará la máxima capacidad de los elementos que concurren a la unión. Todas las veces que ocurra por la construcción de los mismos, será responsabilidad del Contratista y/o el Constructor.

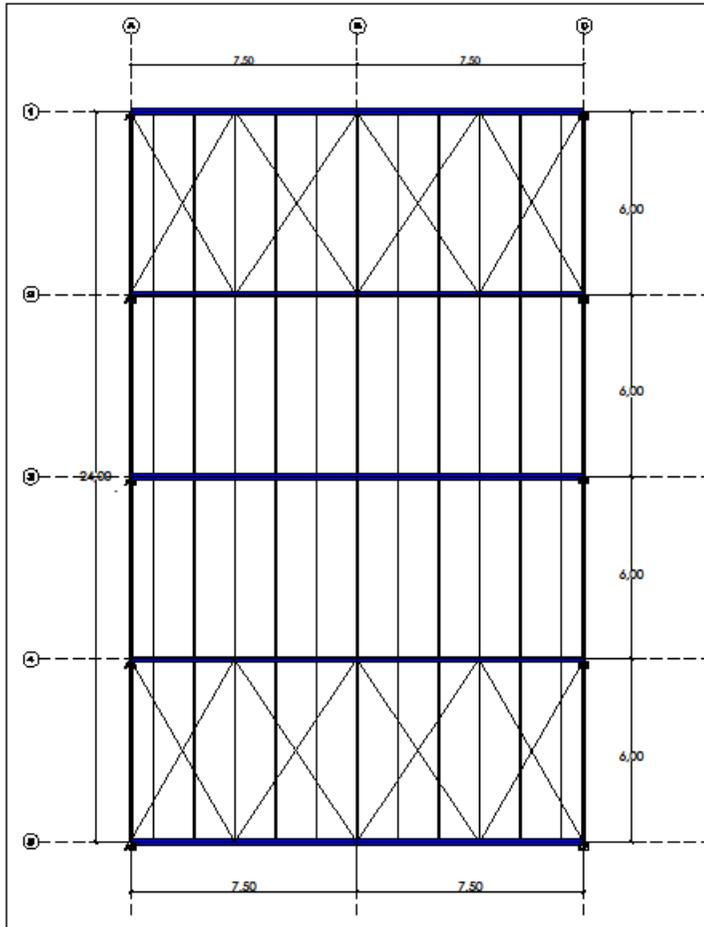
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBLIAN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2008.

PLANOS ESTRUCTURALES

Diseño:	M. Ineset Cordero
Dibujado:	M. Ineset Cordero
Revisó:	M. Ineset Cordero
Ineset Cordero	
C.I. 03287737	
Biblián - Mayo - 2023	
CONTIENE LO INDICADO.	
LAMINA :	

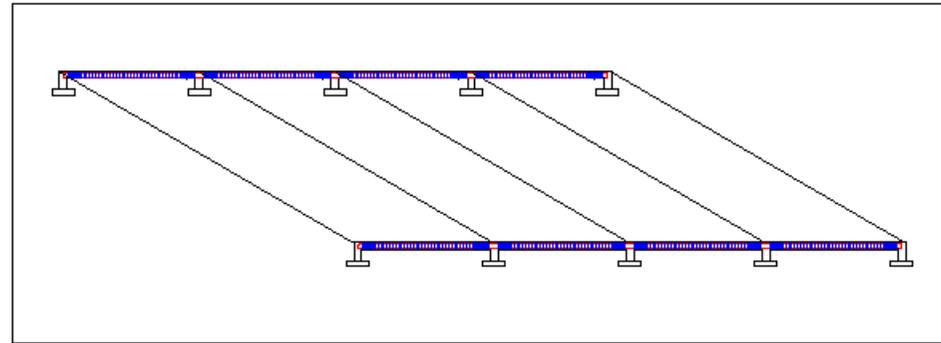
DETALLE DE CUBIERTA

ESCALA 1 : 150



DETALLE DE CONTRAPISO

ESCALA 1 : 150



NOTA GENERAL SOBRE BOSSAS:
 Se colocará entre perfiles, entre perfiles y placas, o entre placas en todos los puntos de contacto usando anillo de Brite o de tipo, con un espesor mínimo igual al menor de los dos elementos que se contactan.
 El Contratista verificará que los cables colocados en las columnas cumplan estrictamente con el código AWS y garantice la máxima capacidad de los elementos que conforman a la unión. Todos los costos ocultos por la construcción de este ítem, será la responsabilidad del Contratista y/o el Constructor.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN ACERO Y CONTRAPISO DE HORMIGÓN PARA UNA CANCHA DEPORTIVA EN EL CANTÓN BIBILIAN PROVINCIA DEL CAÑAR CON EL SOFTWARE SAP2008.

PLANOS ESTRUCTURALES

 <p>UNIVERSIDAD DEL AZUAY</p>	Diseñado: M. Inés Cordero Digitado: M. Inés Cordero Revisado: M. Inés Cordero
Inés Cordero C.I. 08287737	
BILBÁN - Mayo - 2023	
CONFIRMA LO INDICADO.	
LAMINA : 	