



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Verificación estructural de los diseños de la nave industrial para
el mercado Plaza Bicentenario Machala.**

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

Autor:

ESTEBAN BLADIMIR PROAÑO NARVÁEZ

Director:

ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA, ECUADOR

2023

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a todas esas personas que me han apoyado incondicionalmente a lo largo de esta etapa y me han brindado momentos de mucha alegría, especialmente a mi familia.

AGRADECIMIENTO

Agradezco de manera especial a Dios y mi familia, quienes han sido mi pilar fundamental, me han apoyado en cada etapa de mi vida y son mi fuente de motivación constante para lograr mis metas. Asimismo, quiero agradecer a mis profesores, quienes me han impartido sus conocimientos y experiencias, y guiado en mi formación académica, de manera especial a mi tutor, el Ing. José Fernando Vázquez, quien me supo guiar en cada capítulo. Gracias a todos ustedes por creer en mí y apoyarme siempre.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE DE CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
RESUMEN	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCIÓN	1
1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	3
1.1. Generalidades	3
1.2. Antecedentes.....	4
1.3. Justificación.....	4
1.4. Objetivo General	5
1.4.1. Objetivos Específicos	5
1.5. Metodología.....	5
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	6
2.1. Estructuras	6
2.1.1. Estructuras Hipostáticas.....	6
2.1.2. Estructuras Isostáticas.....	6
2.1.3. Estructuras Hiperestáticas.....	6
2.2. Naves Industriales	7
2.3. Simbología Dimensional de Naves Industriales.....	8
2.4. Normativas de Referencia	9
2.5. Sistemas Estructurales para Construcción de Acero	10
2.5.1. Pórtico Resistentes a Momento	10
2.5.2. Pórticos Arriostrados Concéntricamente	10

2.5.3. Pórticos con Arrostramiento Excéntricos	11
2.6. Tipos de Cubierta	11
2.7. Elemento.....	15
2.8. Criterios de Diseño	17
2.9. Estados Límites de Servicio	18
2.10. Métodos de análisis estructural	20
2.10.1. Tipos de Análisis Estructural.....	20
2.11. Materiales	22
2.12. Tipos de Perfiles	22
2.12.1. Perfil tipo H o I.....	23
2.12.2. Perfil tipo U o canal.....	23
2.12.3. Perfil Tipo L o Angulo	23
2.12.4. Tubo de acero de sección hueca	23
2.12.5. Estilpanel	23
2.13. Estimación de Carga.....	24
2.13.1. Cargas Permanentes (Carga Muerta).....	24
2.13.2. Cargas de Uso (Carga Viva).....	24
2.13.3. Cargas Ambientales	24
2.13.4 Carga por Viento.....	24
2.13.5 Velocidad Instantánea Máxima del Viento.....	26
2.13.6 Carga de Granizo	28
2.13.7 Carga sísmica.....	29
2.13.7.1 Factor de Zona Sísmica.....	29
2.13.7.2 Perfil del Suelo.....	30
2.13.7.3 Coeficientes de perfiles de Suelo F_a , F_d y F_s	32
2.13.7.4 Relación entre la aceleración espectral y el periodo de retorno (N).....	33
2.13.7.5 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración S_a (T_a).....	34

2.13.7.6	Cortante Basal de diseño V	36
2.13.7.7	Coefficiente de importancia (Factor I)	36
2.13.7.8	Configuración Estructural	37
2.13.7.9	Factor de reducción de resistencia sísmica R	39
2.13.7.10	Criterios para la definición de R	39
2.13.7.11	Coefficiente K	40
2.13.7.12	Carga sísmica reactiva W	40
2.14.	Análisis Dinámico de Estructuras	40
2.14.1.	Análisis Modal Espectral	40
2.14.2.	Método de la combinación cuadrática completa CQC	41
3.	CAPÍTULO III: MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	42
3.1.	Procedimiento para el Análisis	42
3.2.	Descripción de la Estructura	42
3.3.	Hipótesis del Modelamiento	44
3.4.	Perfiles y sus Propiedades Mecánicas	45
3.5.	Análisis de Cargas	46
3.5.1.	Cargas Permanentes	46
3.5.2.	Carga Viva	47
3.5.3.	Carga de Viento	47
3.5.4.	Carga Sísmica	52
3.6.	Cortante Basal de diseño V	55
3.7.	Ejecución del Modelo Preliminar en Sap2000	56
3.8.	Simbología Base	57
3.9.	Definición de los Elementos Estructurales	59
3.10.	Ingreso de Cargas	65
4.	CAPITULO IV: RESULTADOS	72
4.1.	Resultados de la Modelación	72

4.1.1. Participación Modal de las Masas	72
4.1.2. Comparación de Análisis Dinámico con el Análisis Estático	73
4.1.3. Cumplimiento de Estados Límites de Servicio.....	76
4.1.3.1. Deformaciones Permisibles por Cargas Gravitacionales.....	76
4.1.3.2. Desplazamiento Lateral	78
4.1.4. Esfuerzos en Elementos	82
4.2. Refuerzo de la Estructura	87
4.2.1. Ejecución del Modelado de Sistema de Reforzamiento Estructural en SAP200	87
4.2.2. Sistema de Reforzamiento Estructural.....	87
4.2.2.1 Definiciones de los Elementos Estructurales.....	87
4.2.2.2 Participación Modal de las Masas	89
4.2.2.3 Comparación de Análisis Dinámico con el Análisis Estático.....	89
4.2.3. Cumplimiento de Estados Límites de Servicio.....	92
4.2.3.1. Desplazamiento Lateral	92
4.2.3.2. Deformaciones Permisibles por Cargas Gravitacionales.....	93
4.2.3.3. Relación Demanda-Capacidad.....	94
CONCLUSIONES	95
RECOMENDACIONES.....	96
BIBLIOGRAFÍA	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Nave industrial típica en los años 1900.....	7
Figura 2.2 Nave industrial de techo curvo.....	8
Figura 2.3 Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero.....	11
Figura 2.4 Tipos de pórticos, A Pórtico Rígido, B Palonceu Recta, C Cercha Americana, D cercha inglesa, E viga en celosía, F Pórtico mixto con forma de arco.....	12
Figura 2.5 Comprensión y tensión en cercha tipo Pratt.....	13
Figura 2.6 Elementos tipo cercha.....	14
Figura 2.7 Elementos de una cercha.....	15
Figura 2.8 Pórtico estructural para un edificio típico de una sola planta.....	16
Figura 2.9 Sección transversal que muestra un pórtico y sus restricciones.....	17
Figura 2.10 Curva de resistencia-deformación del acero.....	22
Figura 2.11 Flujo de aire y tipos de presión de aire.....	25
Figura 2.12 Mapa de zonas sísmicas para Ecuador.....	29
Figura 2.13 Esquema de espectro de aceleración de respuesta Sa.....	34
Figura 2.14 Configuraciones estructurales recomendadas.....	38
Figura 2.15 Configuraciones Estructurales No Recomendadas.....	38
Figura 3.1 Dimensiones de luz y separación entre pórticos.....	43
Figura 3.2 Dimensiones de viga de amarre y cercha tipo.....	44
Figura 3.3 Carga de viento Tipo I.....	48
Figura 3.4 Vista lateral, longitud efectiva pórticos.....	50
Figura 3.5 Carga de viento tipo II.....	51
Figura 3.6 Zonas sísmicas en el Ecuador.....	52
Figura 3.7 Espectro de diseño NEC-15-SE-DS.....	55
Figura 3.8 Vista 2d del pórtico base.....	57
Figura 3.9 Definición del mallado de trabajo en SAP2000.....	58
Figura 3.10 Ingreso de las propiedades de material A36 según el catálogo.....	59
Figura 3.11 Columna generado en SAP2000.....	60
Figura 3.12 Cercha Principal Cordón superior e inferior generado en SAP2000.....	61
Figura 3.13 Cercha Principal Cordón superior e inferior, secundario generado en SAP2000.....	61
Figura 3.14 Viga de amarre cordón superior e inferior generado en SAP2000.....	62

Figura 3.15 Viga de amarre diagonales generado en SAP2000.....	63
Figura 3.16 Cubierta Metálica correas generado en SAP2000	64
Figura 3.17 Diseño 3d generado en SAP2000	64
Figura 3.18 Diseño 3D generado en SAP2000	65
Figura 3.19 Cargas de viento tipo I.....	66
Figura 3.20 Comportamiento sísmico en X.....	67
Figura 3.21 Comportamiento sísmico en Y	67
Figura 3.22 Función de espectro de respuesta inelástico	68
Figura 3.23 Patrones de carga para el análisis generado en SAP2000	68
Figura 3.24 Definición de sismo dinámico X y Y generados en SAP2000.....	69
Figura 3.25 Casos de carga generado en SAP2000	70
Figura 3.26 Fuente de masa referente generado en SAP2000	71
Figura 4.1 Ejecución de la simulación en SAP2000.....	72
Figura 4.2 Resultados.....	74
Figura 4.3 Modo 1 Translación $U_x = 76\%$	75
Figura 4.4 Modo 3 Translación $U_x = 88\%$	76
Figura 4.5 Deformación máxima para la combinación D + L	77
Figura 4.6 Deformación máxima para la combinación Viento Tipo	78
Figura 4.7 Deformación para carga viva.....	78
Figura 4.8 Desplazamiento lateral (Sentido eje X).....	80
Figura 4.9 Sismo dinámico X	80
Figura 4.10 Desplazamiento lateral (Sentido eje Y).....	81
Figura 4.11 Desplazamiento en el sentido Y, de la estructura.....	82
Figura 4.12 Esfuerzos axiales (a).....	83
Figura 4.13 Esfuerzos axiales (b).....	83
Figura 4.14 Sismo dinámico X	84
Figura 4.15 OMF	85
Figura 4.16 Cubierta (a).....	86
Figura 4.17 Cubierta (b).....	86
Figura 4.18 Elementos estructurales	88
Figura 4.19 Cubierta (c).....	88
Figura 4.20 Pórtico tipo	89
Figura 4.21 Periodos del análisis modal de la estructura.....	90
Figura 4.22 Modo 2: Torsión, $T_{ny}=0.726s$	91

Figura 4.23 Modo 1: Torsión, $T_{ny}=0.867s$	92
Figura 4.24 Modo 1: Torsión, $T_{ny}=0.867s$	92
Figura 4.25 Modo 1: Torsión, $T_{ny}=0.867s$	94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Límites de deflexión	19
Tabla 2.2 Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	19
Tabla 2.3 Coeficiente de corrección de velocidad del viento	26
Tabla 2.4 Determinación del factor forma C_f	27
Tabla 2.5 Determinación del factor forma C_e	28
Tabla 2.6 Factor Z para diseño sísmico	30
Tabla 2.7 Clasificación de perfiles del suelo	30
Tabla 2.8 Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	32
Tabla 2.9 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	33
Tabla 2.10 Tipo de suelo y Factores de sitio F_s	33
Tabla 2.11 Categoría de edificaciones para determinar Factor I	36
Tabla 2.12 Valores del coeficiente de reducción R Norma Ecuatoriana de la construcción - NEC – SE- DS 2014	39
Tabla 2.13 Determinación del coeficiente k	40
Tabla 3.1 Propiedades Mecánicas.....	45
Tabla 3.2 Propiedades del material utilizado.....	45
Tabla 3.3 Cargas Permanentes.....	46
Tabla 3.4 Cargas vivas.....	47
Tabla 3.5 Determinación del factor forma C_f	49
Tabla 3.6 Determinación del factor forma C_e	49
Tabla 3.7 Carga sísmica.....	53
Tabla 3.8 Simbología Base	57
Tabla 3.9 Elementos estructurales	59
Tabla 3.10 Elementos seleccionados	60
Tabla 3.11 Elementos estructurales	62
Tabla 3.12 Elementos seleccionados (c).....	63
Tabla 3.13 Cargas aplicadas a la estructura	65
Tabla 4.1 Proporción de participación de carga modal Fuente SAP2000	72
Tabla 4.2 Comparación de cortante basal dinámico y estático (a)	73
Tabla 4.3 Comparación de cortante basal dinámico y estático (b)	73
Tabla 4.4 Deformaciones permisibles por cargas inmediatas.....	77
Tabla 4.5 Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	79

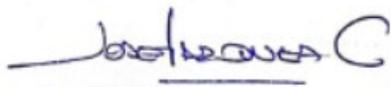
Tabla 4.6 Elementos estructurales	87
Tabla 4.7 Proporción de participación de carga modal.....	89
Tabla 4.8 Análisis dinámico-Análisis estático.....	89

**VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS DISEÑOS DE LA NAVE INDUSTRIAL
PARA EL MERCADO PLAZA BICENTENARIO MACHALA.**

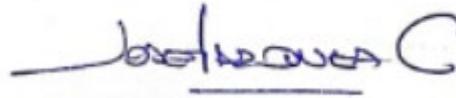
RESUMEN

En el presente trabajo de investigación, se plantea el análisis del diseño estructural de la nave industrial tipo que será emplazada en el Mercado Plaza Bicentenario Machala. Se inició con el modelamiento de la estructura planteada, luego se realizó el análisis estructural de los elementos que la componen mediante el software SAP2000, posterior a ello, se analizó los parámetros de desempeño estructural con lo que se determinó que el diseño inicial no cumple los criterios y exigencias del diseño sismorresistente estipulados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), por lo que, finalmente se realizó la propuesta de una nueva estructura reforzada que cumpla con los mismos.

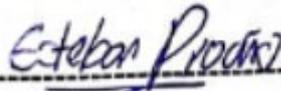
Palabras clave: Análisis estructural, desempeño, diseño, modelación, SAP2000.



Ing. José Fernando Vázquez Calero
Director del Trabajo de Titulación



Ing. José Fernando Vázquez Calero
Director de Escuela



Esteban Bladimir Proaño Narváez

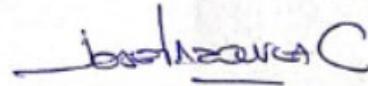
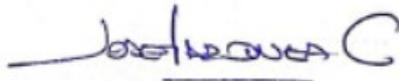
Autor

STRUCTURAL VERIFICATION OF THE DESIGNS OF THE INDUSTRIAL BUILDING FOR THE PLAZA BICENTENARIO MARKET MACHALA.

ABSTRACT

In the present research work, the analysis of the structural design of the industrial warehouse type that will be located in the Plaza Bicentenario Market Machala is proposed. It began with the modeling of the proposed structure, then the structural analysis of the elements that compose it was carried out using the SAP2000 software. After that, the structural performance parameters were analyzed, with which it was determined that the initial design does not meet the criteria and requirements of the seismic-resistant design stipulated in the Ecuadorian Construction Standard (NEC), for which, the proposal for a new reinforced structure that complies with them was made.

Keywords: Structural analysis, performance, design, modeling, SAP2000.



-
Ing. José Fernando Vázquez Calero

Degree Project Director

Ing. José Fernando Vázquez Calero

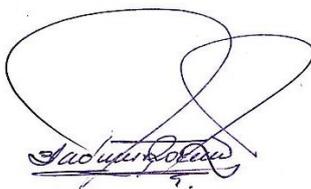
School Director



Esteban Bladimir Proaño Narváez

Author

Translated by



UNIVERSIDAD
DEL AZUAY
UNIDAD
DE IDIOMAS

Econ. Bladimir Proaño Rivera

Trabajo de Titulación

Esteban Bladimir Proaño Narváez

Ing. José Fernando Vázquez Calero

Abril, 2023.

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS DISEÑOS DE LA NAVE INDUSTRIAL PARA EL MERCADO PLAZA BICENTENARIO MACHALA.

INTRODUCCIÓN

Actualmente, la importancia de contar con estructuras seguras y confiables están tomando relevancia tras catástrofes naturales que han venido golpeando al país. En este sentido, se ha observado que en algunos casos se presentan fallas en estructuras, lo cual pone en riesgo la integridad de las personas y la continuidad de las operaciones en algunos casos (Serrano et al., 2019).

Esta investigación surge debido a la preocupación por la seguridad y la calidad de las estructuras que se construyen en el país, pues los cantones de las provincias de la región Costa, se encuentran ubicadas en zonas húmedas y torrenciales, que en conjunto con la combinación de factores, ocasionan catástrofes naturales donde pueden provocar severos daños y afectaciones en las estructuras, la deformabilidad excesiva, pérdida de estabilidad, rotura de elementos estructurales, voladura de cubiertas entre otros. Por esta razón, se hace necesario realizar una verificación estructural de los diseños de la nave industrial para el mercado Plaza Bicentenario Machala (Cobo y Jácome, 2022).

Por tanto, el presente trabajo de titulación tiene como objetivo evaluar si los diseños estructurales cumplen estados límites de servicio y un análisis de resistencia para verificar los criterios de desempeño y realizar un rediseño si es necesario de los estudios de reforzamiento de diseño de la estructura del proyecto “Mercado Plaza Bicentenario”, que alberga a personas durante el consumo y abastecimiento de víveres.

La metodología que se ha utilizado, consiste en una revisión de la literatura existente, enfocándose principalmente en las naves industriales, los elementos que las conforman,

normativas nacionales y los métodos disponibles para hacer el análisis estructural de las mismas, apoyándose en los softwares SAP 2000.

1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1. Generalidades

El objetivo del proyecto es llegar a probabilidades aceptables para que la obra estudiada no resulte impropia a su destino en el transcurso de un periodo dado, considerando como periodo de referencia, habida cuenta de su duración de vida prevista.

En consecuencia, todas las estructuras o elementos estructurales deben concebirse y calcularse de forma que resistan, con un grado de seguridad apropiado, todas las cargas y deformaciones susceptibles de intervenir durante su construcción y explotación; que se comporten de manera satisfactoria durante su uso normal; y que presenten una durabilidad conveniente durante su existencia

En el caso de la estructura metálica es precisamente el material uno de los principales problemas, así como ventajas, ya que este le brinda una gran capacidad de deformación y así gran capacidad de disipar energía, pero estos en forma excesiva suelen ocasionar mucho daño en los elementos no estructurales lo que hace que en muchos casos estas estructuras dejen de cumplir los objetivos para los que fueron diseñados.

Por la situación geográfica de nuestro país el peligro nace de una combinación de factores que caracterizan a las catástrofes naturales donde pueden provocar severos daños y afectaciones en las estructuras, la deformabilidad excesiva, pérdida de estabilidad, rotura de elementos estructurales, voladura de cubiertas entre otros. La estructura analizada se encuentra ubicada en el cantón Machala provincia de El Oro y tiene como objetivo albergar a personas durante el consumo y abastecimiento de víveres y uno de los problemas más importantes dentro de la construcción en nuestro país es la peligrosidad sísmica por lo que se realizara la verificación estructural de los planos diseños presentados por la contratista esto con la finalidad de saber si la estructura actual es capaz de resistir las sollicitaciones sísmicas y a su vez dar la seguridad a las personas que albergan dentro de ella, las autoridades municipales preocupados por la seguridad pública, por intermedio de la Fiscalización del proyecto, solicitaron a la Contratista, realizar un estudio para la verificación estructural de los diseños presentados de la Nave industrial del Mercado Plaza Bicentenario.

Además, la seguridad, la aptitud para el servicio y la durabilidad no son simplemente función de los cálculos, sino que dependen también el control ejercido durante la fabricación y de la vigilancia en obra, de la limitación a un nivel conveniente de las imperfecciones inevitables y, en fin, de la cualificación y competencia de todo el personal implicado.

1.2. Antecedentes

Ante la necesidad de contar con una nueva infraestructura que sea segura y capaz de resistir las solicitaciones sísmicas tal como el sismo registrado el 16 de abril del 2016 frente a las costas del cantón Pedernales, cuya magnitud fue de 7.8 en la escala magnitud de momento (Mw) el cual dejó innumerables pérdidas en muchas ciudades del Ecuador (Aguar et al., 2016), ante estas circunstancias, la Fiscalización del proyecto, en representación de la Entidad Contratante, Municipalidad de Machala, solicitó a la Contratista se realizé una verificación estructural de los diseños entregados durante el proceso contractual, esto con la finalidad de saber si la estructura actual es capaz de resistir las solicitaciones sísmicas y a su vez dar la seguridad a las personas que albergará dentro de ella. La edificación analizada es una estructura de cubierta típica conformada por pórticos de acero estructural, la misma estructura se replicará en 18 bloques conformando así el proyecto “Mercado Plaza Bicentenario”.

1.3. Justificación

Los eventos sísmicos presentados en los últimos tiempos, de manera frecuente, han generado dudas en la sociedad en cuanto a la capacidad de las edificaciones en las que habitan o de las que hacen uso para resistir a estos acontecimientos. La estructura objeto de esta investigación, se encuentra en la ciudad de Machala provincia del El Oro, que según la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DS, está ubicado en la zona IV dentro del mapa de zonificación sísmica, con un riesgo sísmico alto; por lo que, al tratarse de una infraestructura que prestará un servicio público, que albergará a 1.348 puestos de comerciantes y se aspira una fluctuación diaria de 2.000 personas, que recurren al sitio para abastecerse de víveres e insumos, se tiene que asegurar su viabilidad técnica para ello deberá someterse a un análisis estructural.

1.4. Objetivo General

Evaluar si los diseños estructurales cumplen estados límites de servicio y un análisis de resistencia para verificar los criterios de desempeño y realizar un rediseño si es necesario de los estudios de reforzamiento de diseño de la estructura del proyecto “Mercado Plaza Bicentenario” que se encuentra ubicado en el cantón Machala provincia de El Oro.

1.4.1. Objetivos Específicos

- Modelar el diseño tridimensional en SAP de la estructura de acuerdo con los planos.
- Determinar la estimación de cargas que va estar sometida la estructura.
- Realizar el análisis estructural apoyándose en los softwares SAP 2000.
- Verificar el cumplimiento de estados límites de servicio.
- Análisis dinámico Modal
- Analizar la resistencia de los elementos estructurales que componen la nave industrial.
- Proponer soluciones de reforzamiento

1.5. Metodología

Para una correcta verificación del comportamiento estructural ante acciones sísmicas de una nave industrial de acero, es necesaria una revisión de la literatura existente, enfocándonos principalmente en las naves industriales, los elementos que las conforman y los métodos disponibles para hacer el análisis estructural de las mismas. Posteriormente se realizará un repaso sobre la normativa ecuatoriana de construcción vigente y que servirá para encaminar el proyecto hacia una correcta verificación estructural.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Estructuras

Las estructuras pueden clasificarse desde varios puntos de vista. Según su importancia, podría hablarse de estructuras para vivienda, para servicios educativos y hospitalarios, para transporte, para contener líquidos o sólidos, para espacios públicos, para industrias para comunicaciones para transmisión de fluidos.

Según su sistema estructural, se habla en cambio de estructuras reticulares, de estructuras laminares, de estructuras masivas y de estructuras especiales. Es el tipo de clasificación que interesa en los cursos elementales. Es decir, las reticulares en tal grupo están comprendidas aquellas estructuras formadas primordialmente por elementos en los que una de sus dimensiones es bastante mayor que las otras dos y que están contenidos en un plano o en el espacio. Se subdividen a su vez en armaduras y pórticos o marcos.

Las estructuras tienen como objetivo distribuir el peso entre los distintos puntos de apoyo para soportar cargas, permitiendo que la edificación sea estática y sólida; para soportar la edificación, existen las estructuras Hipostáticas, Isostáticas, e Hiperestáticas (Wilson, 2008).

2.1.1. Estructuras Hipostáticas

Una estructura es hipostática cuando su grado de indeterminación estática es menor a 0. En este caso el número de ecuaciones de equilibrio ya que supera el número de incógnitas

2.1.2. Estructuras Isostáticas

Estructura que puede ser analizada mediante los principios de la estática; la supresión de cualquiera de sus ligaduras conduce al colapso. También llamada estructura estáticamente determinada.

2.1.3. Estructuras Hiperestáticas

Son aquellas estructuras que en estática se encuentra en equilibrio, destacando que las ecuaciones que expone la estática no son suficientes para saber las fuerzas externas y reacciones que posee.

2.2. Naves Industriales

Las naves industriales son edificaciones que permiten no solo el almacenamiento de víveres, sino también son utilizadas para centros de elaboración, industria agrícola, oficinas, centros comerciales, industrias logísticas las cuales permiten la satisfacción del hombre en varias esferas de la sociedad. Generalmente se puede denominar a una nave industrial como un edificio de uso industrial que alberga la producción o almacena bienes industriales, junto con los obreros, las maquinas que los generan el transporte interno, la salida y entrada de mercancía (Gómez & Hernández, 2015).

En un principio los primeros modelos de naves industriales, los componentes metálicos prefabricados se utilizaron principalmente para garajes. Butler Manufacturing Company, fundada en 1901, desarrolló su primer edificio prefabricado en 1909 para proporcionar espacio de garaje para el presente Modelo T (Withers et al., 2008).



Figura 2.1 Nave industrial típica en los años 1900

Fuente: Newman (2003)

Ese edificio de techo curvo usaba madera, estructura cubierta con láminas de metal corrugado, un modelo para mejorar la resistencia al fuego de sus edificios, la empresa eventualmente cambió a estructuras totalmente metálicas enmarcadas con láminas de acero curvadas corrugadas. El arco diseño similar, inspirado en los contenedores cilíndricos para granos, influyó en muchos otros edificios metálicos prefabricados (Newman, 2003).



Figura 2.2 Nave industrial de techo curvo

Fuente: Newman (2003)

Revisando la literatura, según Loachamin et al. (2021), se define a las naves industriales como estructuras de una sola planta techadas cuya separación entre columnas permiten grandes espacios libres de obstrucciones para así lograr un aprovechamiento de las área, poseen una gran capacidad resistente por el empleo de acero como material principal, esto le confiere la posibilidad de lograr soluciones como cubrir grandes luces y cargas importantes así mismo sus ventajas en tiempo de diseño, relación de costo de mano de obra y costo de materiales financiación tiempo de construcción lo cual es muy común encontrar este tipo de estructura, lo cual nos crea un mayor interés en su planeación, diseño, construcción y mantención.

En la ingeniería civil y más concretamente en el campo de la construcción es fundamental tener un presupuesto bien organizado para la correcta ejecución de una estructura; es conocido que no siempre se puede disponer de cantidades de obra sin antes haber realizado una verificación estructural de una edificación, es importante comprender a la edificación, su disposición estructural, solicitaciones a cumplir y el material con el cual van a ser construidos los determinados elementos estructurales, con el fin de verificar su comportamiento estructural.

2.3. Simbología Dimensional de Naves Industriales

Normalmente las dimensiones de las naves industriales están definidas en función de las siguientes magnitudes:

- **Ancho o Luz (L):** Un ancho básico que puede cubrir el mayor rango de presupuesto de diseño
- **Altura Útil (H):** Se refiere a la altura de la columna, es la altura disponible para el paso de maquinaria o equipos.
- **Pendiente (α):** El ángulo de inclinación en relación con la horizontal de la columna, debe tener una pendiente elemental que permita el correcto desalojo de agua de lluvia, permita el deslizamiento de algunos sedimentos o nieve y saber de qué manera interactúa con el flujo de aire.
- **Longitud (Z):** Se define la longitud como la extensión capaz de cubrir la longitud máxima en el diseño.
- **Altura de techo (F):** Es la altura total de la estructura
- **Separación entre marcos (y):** Es la separación que debe tener cada pórtico hasta abarcar toda la longitud de la nave, esta generalmente se encuentra entre cuatro y seis metros.

2.4. Normativas de Referencia

El diseño de naves industriales en Ecuador tiene como base los criterios y especificaciones definidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en los siguientes apartados:

- **NEC-SE-CG Cargas no sísmicas:** Para la aplicación de carga por peso propio, carga viva, el clima, y sus diferentes combinaciones.
- **NEC-SE-DS Peligro sísmico:** Para tomar en cuenta los requerimientos y metodología que se deben aplicar para un diseño sismo resistente, de donde se tomarían conceptos de ingeniería sísmica para conocer las diferentes hipótesis de análisis y cálculo sísmico.
- **NEC-SE-AC Estructuras Metálicas de Acero.**

La Norma Ecuatoriana de la construcción, se basa en las normativas internacionales tales como: ASCE (2017), AISC (341- 2016) y AISI (2016), basadas en el método del estado límite diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

2.5. Sistemas Estructurales para Construcción de Acero

Son el conjunto de elementos resistentes que vinculados entre sí transmiten las cargas de la edificación a los apoyos garantizando el equilibrio, la estabilidad y sin sufrir deformaciones incompatibles. Los sistemas estructurales más utilizados en el diseño de estructuras de acero y que han demostrado un adecuado comportamiento ante las acciones sísmicas son los pórticos especiales resistentes a momentos, pórticos con arriostramientos concéntricos y pórticos con arriostramientos excéntricos (AISC 341-16, 2018).

Se acostumbra llamar pórtico o marco a una estructura reticular cuya estabilidad, y capacidad portante depende en parte de la habilidad de una o más uniones para resistir momentos. Sus elementos constitutivos están sometidos usualmente a fuerzas axiales y cortantes, y a momentos flectores, en ocasiones también experimentar torsión.

2.5.1. Pórtico Resistentes a Momento

En un pórtico resistente a momento la conexión entre vigas y columnas es hecha con conexiones rígidas. La resistencia a cargas laterales se da por flexión y cortante en vigas y columnas; es decir, por acción de pórtico. La principal fuente de ductilidad proviene de la formación de nudos plásticos en las vigas. En este tipo de sistema estructural se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con las acciones gravitacionales (AISC 341-16, 2018).

2.5.2. Pórticos Arriostrados Concéntricamente

Los pórticos con arriostramientos concéntricos son sistemas en los que los elementos diagonales proveen la resistencia necesaria para soportar las cargas sísmicas. Este tipo de sistema genera una estructura más rígida que un pórtico con conexiones a momento. En los pórticos resistentes a momento la flexibilidad de las vigas domina la respuesta de desplazamiento, mientras que en un pórtico arriostrado se elimina el efecto de la flexión de las vigas y columnas, debido a que el corte lo absorben las diagonales con carga axial (AISC 341-16, 2018).

2.5.3. Pórticos con Arrostramiento Excéntricos

Los pórticos arriostrados excéntricos son sistemas con una particularidad: se coloca un tipo de enlace que es un elemento que puede absorber toda la energía y tanto las vigas como columnas permanecerán intactas cumplen con la función de disipar energía y solo este elemento se fluya o que se deforme algunos enlaces verticales como disipadores de energía como el ADAS, SLB estos están formados por metales de mayor capacidad dúctil (AISC 341-16, 2018).

Sistemas de pórticos a momento	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS
Sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW

Figura 2.3 Clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes para construcciones de acero

Fuente: Newman (2003)

2.6. Tipos de Cubierta

Para las naves industriales se suelen clasificar en 2 tipos principales de pórticos, como lo son los pórticos rígidos y pórticos tipo cerchas, dependiendo de su distribución y construcción, el proyectista elige la mejor opción según la conveniencia del plan.

Las armaduras están formadas por elementos, generalmente prismáticos, dispuestos de tal manera que el área encerrada dentro de la estructura queda subdividida en figuras geométricas, por lo general triángulos que se pueden considerar unidos mediante articulaciones sin fricción y con cargas aplicadas en dichas uniones o nudos. Por esta razón sus elementos se

verán sometidos únicamente a fuerzas axiales de tensión o compresión que en muchos casos no puede ignorarse. El peso propio es una de tales cargas, pero como generalmente las armaduras se hacen de acero, su incidencia en los esfuerzos es de un orden tal que, considerándolo aplicado en los nudos, el error cometido carece de análisis hace que se produzcan otros esfuerzos, denominados “esfuerzos secundarios”, en que pueden tener o no importancia dependiendo de la estructura y de las circunstancias en nuestro medio se suele dar el nombre de *cercha* a una armadura empleada como estructura de cubierta.

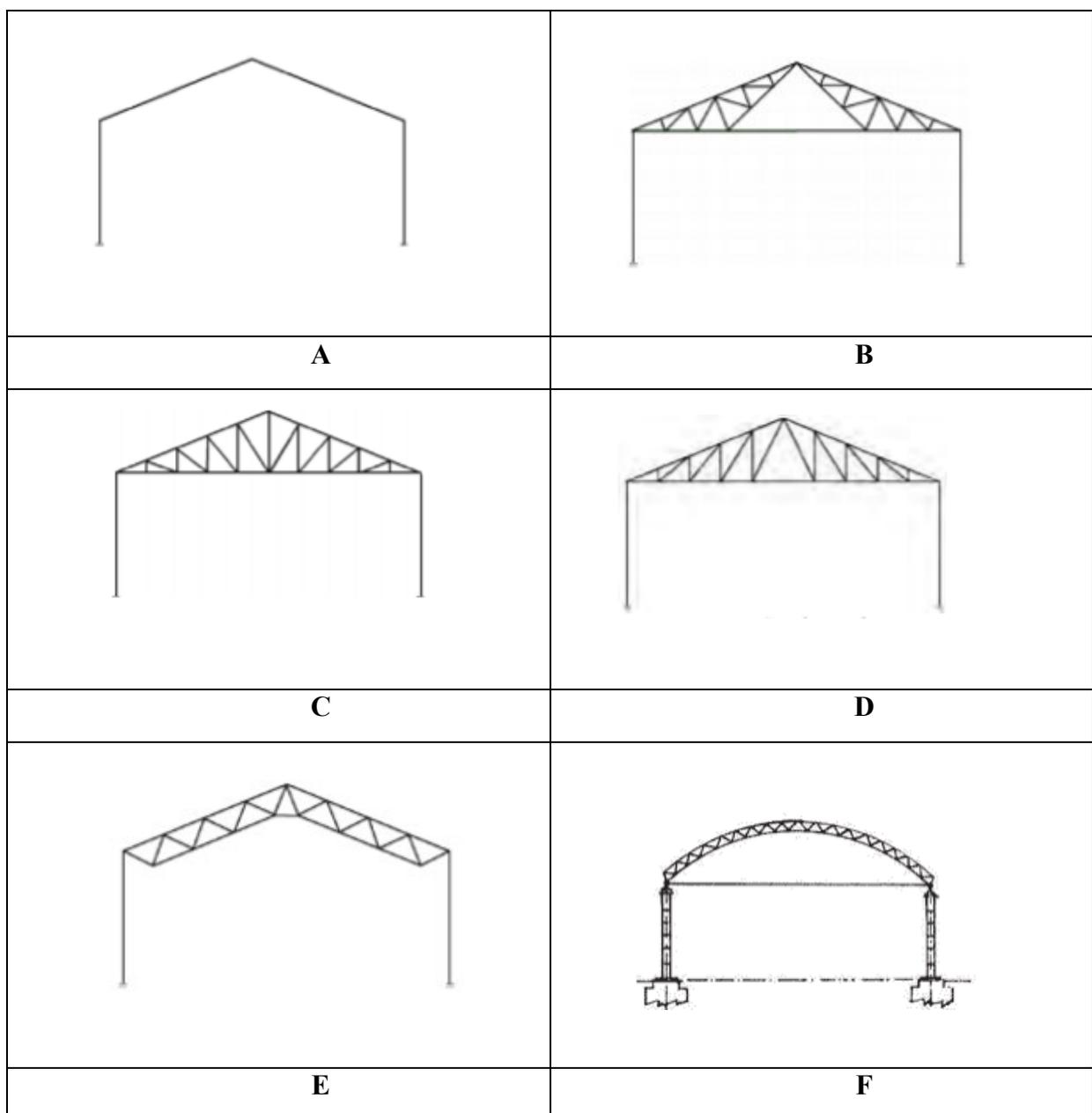


Figura 2.4 Tipos de pórticos, A Pórtico Rígido, B Palonceu Recta, C Cercha Americana, D cercha inglesa, E viga en celosía, F Pórtico mixto con forma de arco

Fuente: Newman (2003)

Las cerchas en naves industriales típicas de una sola planta, se utilizan normalmente para resolver cubiertas de diferentes formas que presentan luces importantes entre apoyos, También se usan para transportar cargas pesadas y, a veces, se usan como estructuras de transferencia.

Están compuestas de varios elementos esbeltos unidos entre sí en sus puntos extremos, los elementos más usados en construcción consisten en barras metálicas o puntales de madera, las armaduras plantas están situadas en un solo plano y usualmente se utilizan para soportar techos y puentes.

Las cerchas comprenden conjuntos de elementos solicitados principalmente a tensión y a compresión. Bajo estas cargas de gravedad, los cordones superior e inferior de la cercha proporcionan la resistencia a la compresión y a la tensión a flexión general, y el arriostramiento resiste las fuerzas de corte.

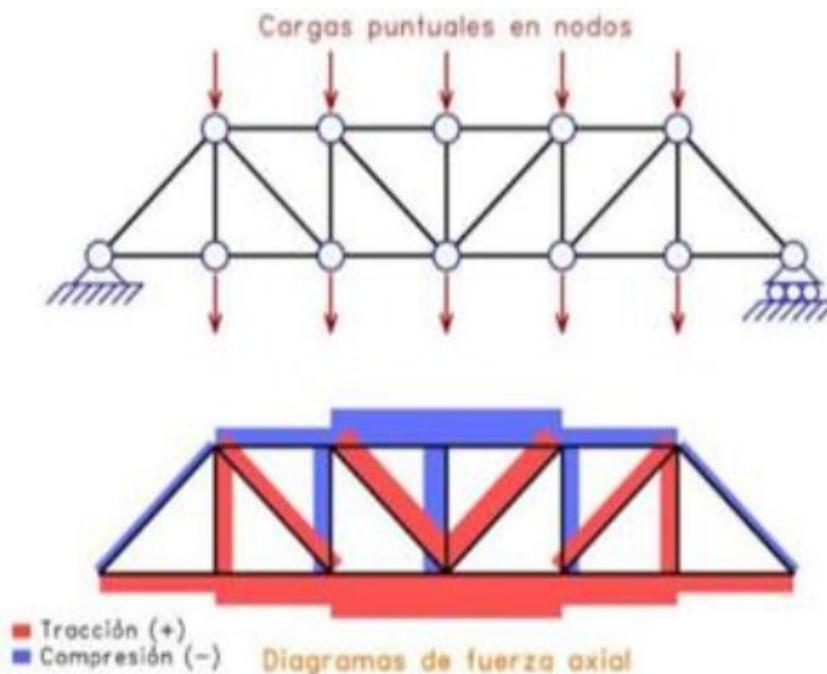


Figura 2.5 Compresión y tensión en cercha tipo Pratt

Fuente: Wilson (2008)

Se puede crear una amplia gama de formas de cerchas. Cada una puede variar en la geometría general y en la elección de los elementos individuales. Algunas de las más utilizadas son las de tipo Pratt, Howe y Warren con todas sus variantes y combinaciones.

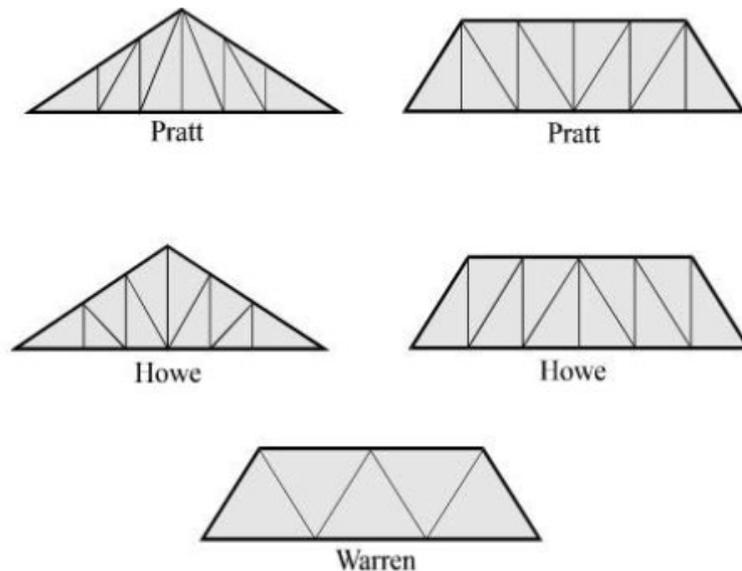


Figura 2.6 Elementos tipo cercha

Fuente: Wilson (2008)

Las cerchas de Pratt se usan comúnmente en naves de gran envergadura que varían de 20 a 100m. De ser requeridos pueden agregarse miembros secundarios para dar soporte diagonales y montantes. Por otra parte en las cerchas Warren los miembros diagonales están alternativamente en tensión y en compresión. La cercha Warren tienen miembros de la red de compresión y tensión de igual longitud y menos miembros que la cercha Pratt, a continuación se describirá los elementos que componen una cercha tipo Pratt.

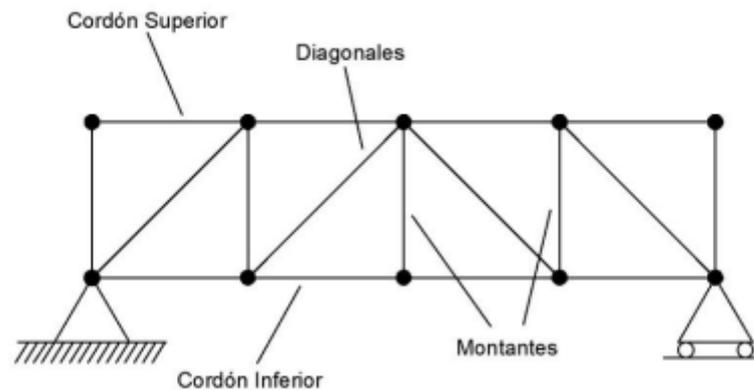


Figura 2.7 Elementos de una cercha

Fuente: Wilson (2008)

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

2.7. Elemento

El primer paso para analizar una estructura es su idealización, que consiste en reducirla a un modelo matemático que la represente en forma adecuada y permita estudiar analíticamente su comportamiento ante las cargas. La técnica más moderna de análisis es la de los elementos finitos, que consiste, como su nombre lo indica, en remplazar el continuo real por una serie de elementos finitos y con propiedades conocidas, que se suponen conectados en ciertos puntos llamados nodos o nudos.

- **Barras:** En análisis se puede dar el nombre de barras a los elementos, generalmente de sección constante, con que se construyen las armaduras. Anteriormente se explicó que están sometidas primordialmente a esfuerzos de tensión o compresión simples, y ocasionalmente a esfuerzos de flexión.
- **Vigas:** Son elementos en que una dimensión, la correspondiente a su eje longitudinal, predomina sobre las otras dos, y en los que, a diferencia de las barras, las cargas actúan normales con relación a dicho eje.
- **Columnas:** Son elementos del mismo tipo geométrico de los anteriores, pero en los cuales priman fuerzas de compresión cuya línea de acción coincide con o es paralela a

su eje. En el primer caso los esfuerzos son de compresión simple, en el segundo, esta va acompañada de flexión uní o biaxial. Además, pueden estar sometidas a corte, como es el caso de las columnas pertenecientes a pórticos.

Las naves industriales se caracterizan por fabricarse como material principal el acero y sus elementos principales y su función que cumplen son: las columnas o pilares son elementos verticales que van a transmitir la carga desde el techo hasta la cimentación, el elemento fundamental de la parte superior de la estructura son los dinteles o conocidos como cerchas y se encarga de transmitir las cargas hacia las columnas, las correas van a transmitir todo el peso de la cubierta hacia la cercha y sobre la correa se puede colocar la cubierta y su función principal es el cerramiento superior de la nave.

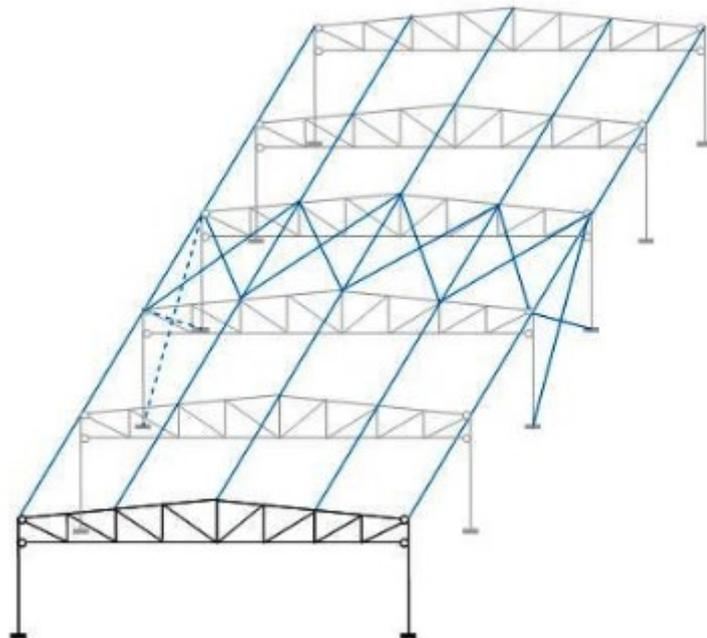


Figura 2.8 Pórtico estructural para un edificio típico de una sola planta

Fuente: Ortiz (2018)

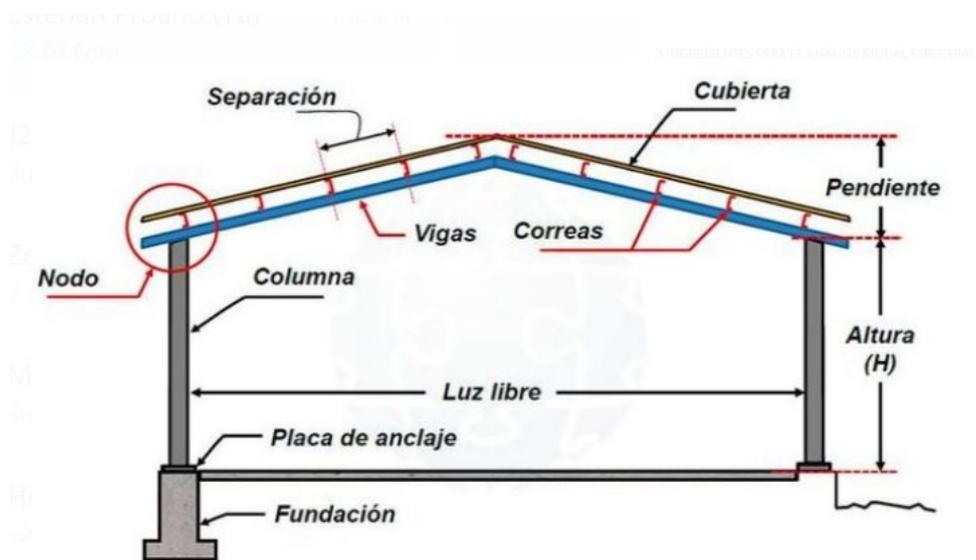


Figura 2.9 Sección transversal que muestra un pórtico y sus restricciones

Fuente: Ortiz (2018)

2.8. Criterios de Diseño

Los criterios de diseño son los diferentes técnicas o mecanismos empleados para seleccionar las secciones óptimas de los miembros estructurales con sus correspondientes uniones y conexiones, entre un conjunto de alternativas para cada caso particular, para ello se puede emplear métodos que tomen en consideración el comportamiento de la estructura en rango puramente elástico, o métodos que permitan la incursión de algunas secciones del sistema en rango inelástico

Este trabajo aplicado tomará los lineamientos teóricos de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD, Load and Resistance Factor Design) este método está basado en el criterio de los estados límites. Un estado límite define la condición ante la cual un miembro estructural bajo carga se ve afectado a tal grado que deja de desarrollar la función para la que se desarrolló.

Existen dos tipos de estados límite: a) los de resistencia y b) los de servicio. Los primeros se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras y los segundos se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas de servicio asociadas al uso y ocupación de las mismas (McCormac y Csernak, 2012).

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga de volteo. Etc. y los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de la estructura bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

En este método las cargas de trabajo o servicio Q_i se multiplican por factores de carga λ_i normalmente mayores a uno ($\lambda_i > 1$), y se obtienen las cargas últimas o factorizadas. La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para soportar las cargas factorizadas esta resistencia se considera igual a la Resistencia nominal R_n multiplicada por un factor de Resistencia ϕ normalmente menores a uno ($\phi < 1$) (McCormac y Csernak, 2012).

En definitiva, el método consiste en mayorar la carga y aminorar la resistencia con esta relación se consigue compensar las incertidumbres relativas a la resistencia de los materiales, dimensiones, mano de obra, etc. durante la ejecución de las obras, matemáticamente se puede expresar como:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n \quad (\text{Ecu. 1})$$

2.9. Estados Límites de Servicio

Es el diseño para garantizar que una estructura sea cómoda y utilizable. Esto incluye vibraciones y desviaciones (movimientos), así como grietas y durabilidad. Estas son las condiciones que no se basan en la resistencia, pero que aún pueden hacer que la estructura no sea adecuada para su uso previsto, por ejemplo, puede causar molestias a los ocupantes en condiciones rutinarias.

La estructura debe ser diseñada para tener una adecuada rigidez y limitar las deformaciones verticales y horizontales, debido a que en muchas ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico a ser enfrentado durante la fase de diseño de una estructura o verificación estructural, se enfatiza este requisito, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

Para cumplir con la normativa, se debe comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual.

Tabla 2.1 Límites de deflexión

**TABLE 1604.3
DEFLECTION LIMITS^{a, b, c, h, i}**

CONSTRUCTION	L or L _r	S or W ^f	D + L ^{a, g}
Roof members: ^c			
Supporting plaster or stucco ceiling	//360	//360	//240
Supporting nonplaster ceiling	//240	//240	//180
Not supporting ceiling	//180	//180	//120
Floor members	//360	—	//240
Exterior walls:			
With plaster or stucco finishes	—	//360	—
With other brittle finishes	—	//240	—
With flexible finishes	—	//120	—
Interior partitions: ^h			
With plaster or stucco finishes	//360	—	—
With other brittle finishes	//240	—	—
With flexible finishes	//120	—	—
Farm buildings	—	—	//180
Greenhouses	—	—	//120

Fuente: International Building Code (2018)

Los valores límites para para las deformaciones horizontales o derivas de piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 16 y se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamiento Δ_M de la estructura, causada por el mismo diseño (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{Ecu. 2})$$

Donde:

Δ_M : Deriva maxima inelastica

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicacion de las fuerzas laterales de diseno reducidas

R = Factor de reduccion de resistencia

Tabla 2.2 Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)

Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Elaboración propia

2.10. Métodos de análisis estructural

Fundamentalmente, el análisis de estructuras busca encontrar la forma que adquiere una estructura la ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros. Para analizar apropiadamente una estructura, deben hacerse ciertas idealizaciones sobre cómo están soportados y conectados los miembros entre sí. Una vez que se ha determinado esto y se han especificado las cargas, las fuerzas en los miembros y sus desplazamientos pueden encontrarse utilizando la teoría de la mecánica estructural. (Análisis estructural hibbeler).

2.10.1. Tipos de Análisis Estructural

- **Método Matricial:** Es aplicable a estructuras hiperestáticas de barras que se comportan de forma elástica y lineal. Se basa en estimar los componentes de las relaciones de rigidez para resolver las fuerzas o los desplazamientos mediante un ordenador.
- **Método no lineal:** Se utiliza para solucionar un problema lineal donde los resultados varían ligeramente por tener diferentes procedimientos. En este método no se consideran los efectos dinámicos como las fuerzas inerciales y de amortiguación.
- **El método de elementos finitos (MEF):** Determina el comportamiento de una estructura ante las cargas sustituyendo la solución continua y exacta (y en la mayoría de los casos imposible) del sistema de ecuaciones diferenciales que conforman el problema elástico, por una solución discontinua o discreta y, por tanto, aproximada. Para ello se discretiza la estructura, es decir la divide en elementos no diferenciales (elementos finitos) interconectadas entre si a traves de un determinado número de puntos llamados nodos.

El método de los elementos finitos consta de las siguientes fases: La primera fase de división en elementos finitos o discretización, la segunda y tercera es de Vector de desplazamientos del elementos y de matriz de rigidez del elemento constituyen la formulación del elemento, a partir de la cual se llega a la siguiente fase de matriz completa de rigidez de la

estructura y finalmente la fase de respuesta de la estructura donde se determinan los parámetros nodales que permitan calcular la respuesta de los elementos que están sometidos a esfuerzos y deformaciones.

La matriz de rigidez del elemento permite calcular los parámetros nodales de un elemento en función de las fuerzas nodales que actúan sobre él. Esta matriz se formula utilizando el teorema de los trabajos virtuales y después el principio de la energía potencial total. A continuación se muestra la Matriz de rigidez, vector fuerza y vector desplazamiento:

$$[Kd = F] \quad K = [K_{ab}] = \begin{bmatrix} K_{ab} & K_{12} & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & K_{2n} \\ K_{n1} & K_{n2} & K_{nn} \end{bmatrix} \quad (\text{Ecu. 3})$$

$$F = \{F_A\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_n \end{Bmatrix} \quad d = \{d_B\} = \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_n \end{Bmatrix} \quad (\text{Ecu. 4})$$

Fuente: Hughes (2000)

El teorema de los trabajos virtuales establece que la condición necesaria y suficiente para que una estructura este en equilibrio, es que sea nula la suma de los trabajos que realizan todas las fuerzas que actúan en la estructura, para cualquier conjunto de desplazamientos y deformaciones virtuales compatibles con sus enlaces. Estos trabajos comprenden el trabajo que realizan las fuerzas externas a la estructura y el trabajo que realizan sus fuerzas internas. Ahora, se presenta la expresión analítica del teorema de los trabajos virtuales:

$$\{\delta_e\}^T \{F_e\} - \int_V \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dV \quad (\text{Ecu. 5})$$

Fuente: Vázquez y López (2001)

La suma de la energía potencial V de las fuerzas externas que actúan sobre una estructura y de su energía de deformaciones U se denomina energía potencial total ϕ de la estructura. El principio de la energía potencial total establece que, de todas las posibles configuraciones de una estructura deformada compatibles con los enlaces, a la configuración de equilibrio le corresponde una energía potencial estacionaria. Posteriormente, se visualiza la expresión analítica de la energía potencial total:

$$\frac{\partial \phi}{\partial \delta_i} = 0 \quad (\text{Ecu. 6})$$

Fuente: Vázquez y López (2001)

2.11. Materiales

Es importante al momento de diseñar se conozca los diferentes tipos de materiales ya que en toda la estructura se considera las propiedades mecánicas del material para un correcto análisis. Se decide como material el acero y su principal propiedad del acero estructural es la ductilidad, y se le entiende como la capacidad de deformación sin llegar a la falla.

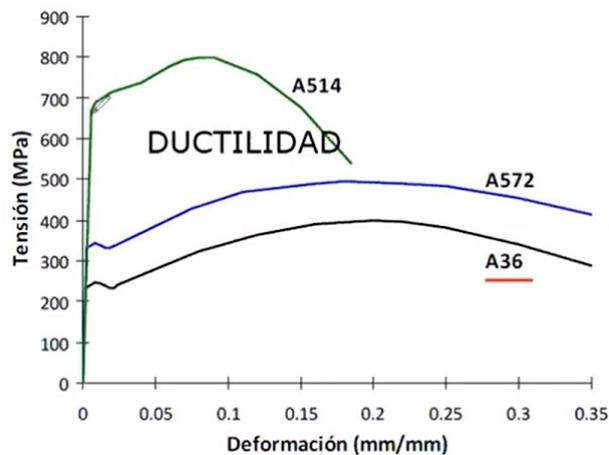


Figura 2.10 Curva de resistencia-deformación del acero

Fuente: Uribe (s.f.)

La **figura 2.10**, describe la capacidad de deformación del acero sometidas a una fuerza donde se ve el rango inelástico y rango elástico (zona plástica) demostrando su comportamiento tan dúctil y eso es útil para diseños sismorresistentes.

Se debe definir el tipo de acero de los perfiles metálicos a emplear ya sea laminado en frío o en caliente del acero conformado, en el mercado se emplea principalmente el Acero ASTM A36 y ASTM A572 GR50, cada uno con sus formas y características que garantizan el comportamiento óptimo de los elementos, facilidad de construcción, beneficio económico.

2.12. Tipos de Perfiles

Los elementos estructurales que vamos a verificar están conformados principalmente por perfiles laminados calientes, estos perfiles forman los elementos estructurales principales

de nuestras estructuras. Existen también perfiles conformados en frío se caracterizan por tener una sección más pequeña. Según los catálogos:

2.12.1. Perfil tipo H o I

Es un perfil de acero laminado en caliente, que tiene una sección en forma de H o de, existen varias denominaciones como el perfil IPN, IPE, HEB. Se usa en la fabricación de elementos estructurales como vigas, columnas cimbras metálicas sometidas predominante a flexión o compresión (Novacero, 2019).

2.12.2. Perfil tipo U o canal

Es un perfil que tiene una sección de forma de U, son conocidas como perfil UPN. Son usadas en vigas y columnas uniendo dos perfiles, también en viguetas y en cerchas (Novacero, 2019).

2.12.3. Perfil Tipo L o Angulo

Puede ser de lados iguales o desiguales, se usa en dinteles, columnas, vigas de rendimiento, estructuras secundarias y techados en grandes luces (Novacero, 2019).

2.12.4. Tubo de acero de sección hueca

Estas secciones pueden ser cuadradas, rectangulares o circulares frecuentemente son usadas como columnas, aunque también su uso puede ser para vigas, cerchas y demás (Novacero, 2019).

Entre otros materiales, que son ocupados para la construcción de naves industriales, está las planchas metálicas utilizadas como material de cubierta o de paredes, entre ellas, la más común de uso industrial es el estilpanel.

2.12.5. Estilpanel

Son paneles elaborados con acero estructural y recubiertas con una aleación especial llamada galvalume de aluminio, zinc y silicio con la que se recubre el alma de acero del panel, otorgándole diversas propiedades de resistencia a la corrosión, reflectividad lumínica y protección a las áreas cortadas o perforadas que garantiza su larga duración (Novacero, 2019).

2.13. Estimación de Carga

El objetivo de un ingeniero estructurista es diseñar una estructura que sea capaz de resistir todas las cargas a las que estará sujeta mientras sirva a su propósito durante su tiempo de vida previsto. En el diseño de una estructura, el ingeniero debe por lo tanto considerar todas las cargas reales que actuarán en la estructura (Kassimali, 2015).

2.13.1. Cargas Permanentes (Carga Muerta)

La carga muerta se supone constante durante la vida de la estructura. Estas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentes unidas a ella en una infraestructura común son cargas muertas en si los pisos, techo, la plomería, luminaria, los accesorios. Es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes que a van a usarse en el análisis estructural (McCormac y Csernak, 2012).

2.13.2. Cargas de Uso (Carga Viva)

Las sobrecargas de uso son aquellas cargas que pueden tener variación durante la vida útil del proyecto, tanto en su valor como en su posición. Dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras (McCormac y Csernak, 2012).

2.13.3. Cargas Ambientales

Se denominan cargas ambientales a aquellas producidas por los efectos del medio ambiente y tanto su comportamiento como manejo es diferente a las anteriores, dentro de este grupo podemos encontrar carga sísmica, carga por viento y carga por granizo o lluvia (McCormac y Csernak, 2012).

2.13.4 Carga por Viento

La amenaza eólica es también propia de cada región. Las fuerzas producidas por el viento sobre una estructura dependen de la velocidad del que actúa sobre ella, que a su vez varía con la altura sobre el piso; del grado de protección que le ofrecen la topografía y las edificaciones circundantes y de las propiedades aerodinámicas de su perfil geométrico. Al evaluarlas también se tiene en cuenta el uso de la edificación al asignarle el grado de seguridad de requerirlo.

Por lo general las normas de viento en Latinoamérica no son precisas, puesto que no se dispone de suficientes estaciones meteorológicas que permitan definir un espectro de diseño de viento, por lo que, a esta carga se la trata como una carga estática uniforme y no como una carga dinámica. En razón de ello, únicamente se dispone de mapa de zonificación de viento que considera ubicación del medio (rural, urbano, zona costera, entre otros) y velocidades de viento esperadas.

La capacidad que tenga la edificación de resistir presiones va depender de la geometría de la estructura, generalmente en la geometría de las naves industriales la entrada de flujo de aire entra en cualquier dirección sin ningún elemento más que la cubierta del techo que va ejercer la presión; por lo que, al haber un flujo de aire bastante considerable se presentan dos efectos de presión de aire denominados Barlovento y Sotavento.

Se denomina barlovento a todas las caras que estarían con presión directa con el aire, y en cambio las caras que se comportan en efecto de succión se denominan caras a sotavento (Gómez y Hernández, 2015).

En la figura 2.11, en el literal (b) se puede observar un comportamiento frecuente en las naves industriales, en el que la pared izquierda está sometida a efecto de presión y en la cubierta existe un efecto de succión que depende del ángulo de inclinación del portico. Otro caso frecuente es el del literal (c), en el cual la cara izquierda y cubierta izquierda están sometidas a efecto de presión y existe un efecto de succión en la cara lateral derecha de la columna y la cubierta derecha; por ello es importante considerar la configuración de la estructura y su geometría.

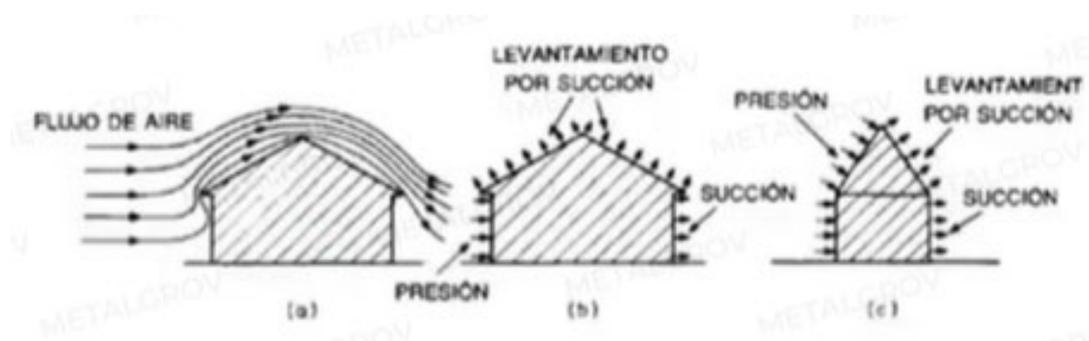


Figura 2.11 Flujo de aire y tipos de presión de aire

Fuente: Gómez y Hernández (2015)

2.13.5 Velocidad Instantánea Máxima del Viento

La velocidad instantánea máxima del viento es la velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21 m/s (75 km/h) (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

a) Velocidad corregida del viento: La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas de la estructura del entorno es decir su nivel de exposición al viento (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

$$V_b = V\sigma \quad (\text{Ecu. 7})$$

$V_b =$ velocidad corregida del viento en m/s

$V =$ velocidad corregida del viento en m/s

$\sigma =$ Coeficiente de correccion (NEC, cargas no sismicas)

Según la NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015), las características topográficas se categorizan de la siguiente manera:

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

Tabla 2.3 Coeficiente de corrección de velocidad del viento

Altura (m)	Categoría A	Categoría B	Categoría C
5	0.90	0.86	0.80
10	1	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96

80	1.28	1.22	1.15
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015)

b) Cálculo de la presión del viento

Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de Cálculo P, cuyo valor se determina mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * Vb^2 * C_e * C_f \quad (\text{Ecu. 8})$$

Donde:

P: presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ: Densidad del aire expresada en kg/m³

Vb: Velocidad corregida del viento m/s

C_e: Coeficiente de entorno

C_f: Coeficiente de forma

Tabla 2.4 Determinación del factor forma C_f

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 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	-0.6

Superficies inclinadas a 15° y 60 °	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60 y la vertical	+0.8	-0.6

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015)

Recordar que el signo positivo y negativo indica presión (Barlovento) y succión (Sotavento).

Tabla 2.5 Determinación del factor forma C_e

Construcción	C_e
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 inferiores	0.3
Elementos en fachas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor de la altura de la edificación, en bloques extensos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos	0.8
Elementos en fachas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura.	1.3
Elementos en fachdas muy expuestas, situadas al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación y otros.	1.5

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015)

2.13.6 Carga de Granizo

Según la NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015), un fenómeno de acumulación de granizo en un periodo corto de tiempo, considerado principalmente para las zonas del callejón interandino, en la Sierra con más de 15000 msnm, no tanto para costa u oriente.

$$\delta = \rho_s * H_s \quad (\text{Ecu. 9})$$

Donde:

$$\rho_s = \text{Peso específico del granizo (defecto } 1000 \text{ kg/m}^3\text{)}$$

$$H_s = \text{Peso específico del granizo (defecto } 1000 \text{ kg/m}^3\text{)}$$

Para cubiertas con pendientes menores de 15 %, se debe considerar una carga de granizo mínima 0.50 kn/m². Y para cubiertas con pendientes mayores de 15% se considera 1 KN/m².

2.13.7 Carga sísmica

Para evaluar las fuerzas que en caso de sismo actuaran sobre una edificación, es necesario tener en cuenta la amenaza sísmica propia de la región donde está localizada la edificación, los efectos locales asociados con las características del perfil del suelo sobre el cual esta cimentada, la importancia de la edificación según su uso, el espectro elástico de diseño que da la máxima aceleración horizontal expresada como un porcentaje de la gravedad a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un grado con un periodo de vibración determinado, y la naturaleza del sistema o sistemas empleados para resistir tanto las cargas gravitacionales como las horizontales.

2.13.7.1 Factor de Zona Sísmica

El valor de Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, se la expresa como fracción de aceleración de la gravedad, en Ecuador, se tiene el mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

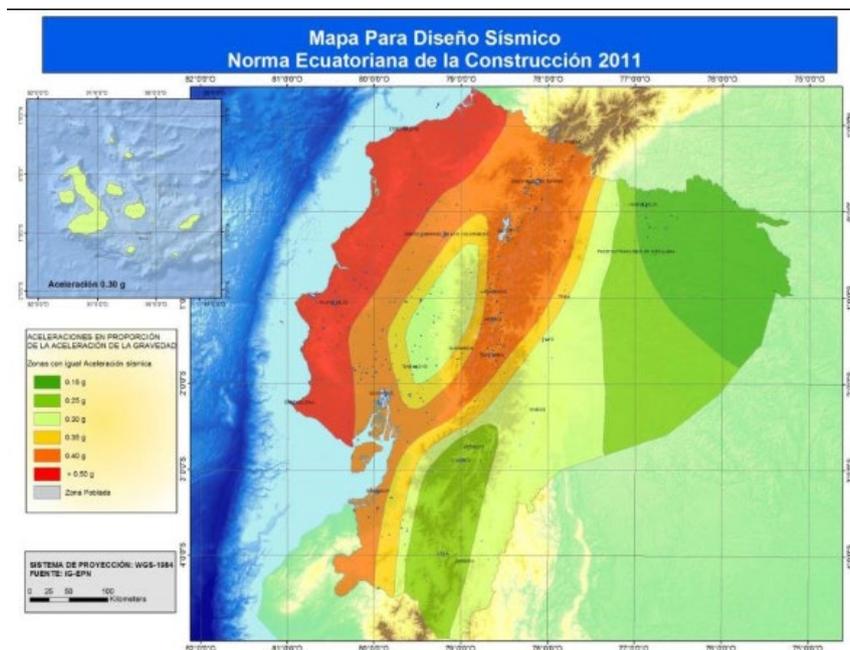


Figura 2.12 Mapa de zonas sísmicas para Ecuador

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011)

Tabla 2.6 Factor Z para diseño sísmico

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: Elaboración propia

La mayor parte del territorio ecuatoriano es considerado como de amenaza sísmica alta excepto el nororiente que se lo considera con amenaza sísmica intermedia, la costa ecuatoriana presenta una amenaza sísmica muy alta.

2.13.7.2 Perfil del Suelo

Los perfiles del suelo son la base de la evaluación de los efectos locales de respuesta sísmica de la infraestructura. El perfil del suelo se lo debe identificar a partir de la superficie natural del terreno, dentro del diseño sísmico la normativa ecuatoriana clasifica a los diferentes tipos de suelo en seis, en este caso se deberá realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito con las medidas correctivas para la construcción de la edificación en el lugar.

Tabla 2.7 Clasificación de perfiles del suelo

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca de rigidez competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad o de la onda de cortante	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50,0$ $Su \geq 110 \text{ Kpa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$360 \text{ m/s} > V_s > 180 \text{ m/s}$
	Perfil de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15,0$ $100 \text{ Kpa} > Su \geq 50 \text{ Kpa}$
E	Perfil que cumpla con el criterio de la velocidad de la onda cortante	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20, w \geq 40\%$, $Su < 50 \text{ Kpa}$
F	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas o muy orgánicas)	
	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7,5\text{m}$ con $IP > 75$)	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5 - Suelos con contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores de perfil del suelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6- Rellenos colocados sin control ingenieril	

Fuente: Elaboración propia

Donde:

Vs: Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio

N: Numero medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo

Su: Resistencia al corte no drenado

IP: Índice de plasticidad.

w: Contenido de agua en porcentaje (en la clasificación de los estratos de arcilla se determina por medio de la norma ASTM D2166)

H: Espesor total de los estratos de suelos cohesivos (m)

2.13.7.3 Coeficientes de perfiles de Suelo Fa, Fd y Fs

De acuerdo a la NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015), se consideran tres coeficientes que afectan al perfil del suelo, según el tipo de perfil de subsuelo son:

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa). - amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.
- Amplificación de las ordenas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

Comportamiento no lineal de los suelos (Fs). - que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo 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.

Tabla 2.8 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

<i>Tipo de perfil de subsuelo</i>	<i>Zona Sísmica y factor Z</i>					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	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	1,12
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85
F	Para los suelos tipos F no se proporcionan valores debido a que se requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 10.4. de la NEC -SD - DS					

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015)

Tabla 2.9 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

<i>Tipo de perfil de subsuelo</i>	<i>Zona Sísmica y factor Z</i>					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	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	1,4
E	1,8	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Para los suelos tipos F no se proporcionan valores debido a que se requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 10.4. de la NEC -SD - DS					

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sísmo resistente (2015)

Tabla 2.10 Tipo de suelo y Factores de sitio Fs

<i>Tipo de perfil de suelo</i>	<i>Zona Sísmica y factor Z</i>					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	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	1,17	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	Para los suelos tipos F no se proporcionan valores debido a que se requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 10.4. de la NEC -SD - DS					

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sísmo resistente (2015)

2.13.7.4 Relación entre la aceleración espectral y el periodo de retorno (N)

La normativa define valores de la relación de amplificación espectral, según la región del Ecuador:

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$: Provincias de la Amazonia.

2.13.7.5 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración $S_a(T_a)$

Es un diagrama que describe la respuesta de un oscilador de masa o varios osciladores individuales de una masa frente a la excitación de vibración, que permite evaluar el comportamiento del suelo cuando es sometido a las vibraciones de registros sísmicos de forma virtual. Para la determinación del espectro de aceleración de respuesta S_a , se considera lo siguiente:

- Factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo de sitio de emplazamiento de la estructura
- Los coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d , F_s , n .

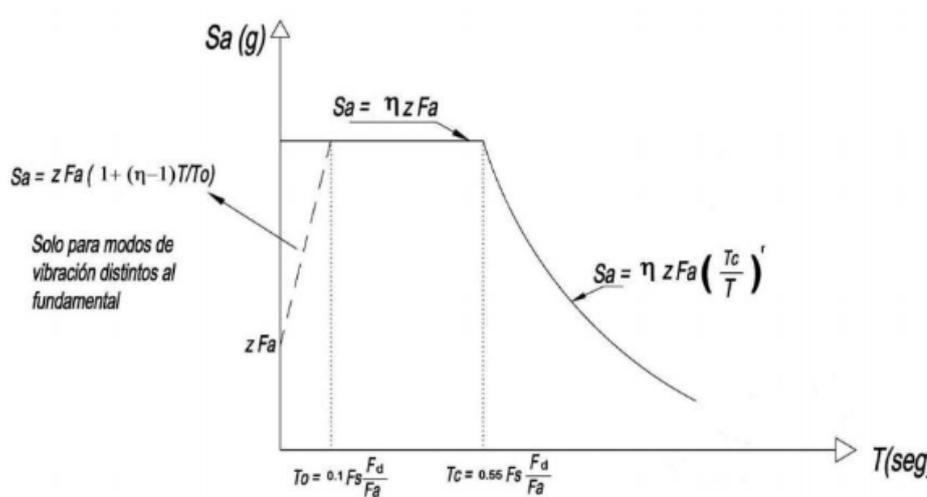


Figura 2.13 Esquema de espectro de aceleración de respuesta S_a

Fuente: Wilson (2008)

Donde,

S_a (g) = espectro de respuesta elástico de aceleraciones

T = Periodo fundamental de vibración de la estructura

T_c = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño expresada

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

F_d = Amplificación de las ordenas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

$r = 1$ para todos los suelos, excepto el suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E

El espectro se obtiene mediante las siguientes ecuaciones

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ecu. 10})$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c \quad (\text{Ecu. 11})$$

Los límites para el periodo de vibración T_c y T_o se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s (F_d/F_a) \quad (\text{Ecu. 12})$$

$$T_o = 0.1 * F_s (F_d/F_a) \quad (\text{Ecu. 13})$$

El periodo fundamental de vibración T permite determinar el valor de S_a siendo una estimación razonable para el cálculo de fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura, en la **NEC 2015-SE-DS** se puede estimar por dos métodos, para un caso más practico se puede tomar el método 1 descrito en la Normativa (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad (\text{Ecu.14})$$

Donde:

H_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

C_t = Factor que depende del tipo de estructura

C_t 0.072, α : 0.80 = Estructuras de Acero sin arriostramiento

C_t : 0.073, α : 0.75 = Estructuras de acero con arriostramiento

C_t : 0.055, α : 0.90 = Pórticos especiales de hormigón armado, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.

Ct: 0.055, α : 0.75 = Pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras.

2.13.7.6 Cortante Basal de diseño V

Es un tipo de esfuerzo producido por la acción sísmica en el nivel basal de la edificación. El cortante basal total de diseño V, se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * S_a (T_a)}{R \phi_p \phi_e} W \quad (\text{Ecu. 15})$$

Donde

I = Coeficiente de Importancia de la estructura.

S_a (T_a) = Espectro de diseño en aceleración.

W = Carga sísmica reactiva

R = Factor reducción resistencia sísmica R.

$\phi_p \phi_e$ Coeficientes de configuración estructural en planta y elevación.

T_a = Periodo de vibración

2.13.7.7 Coeficiente de importancia (Factor I)

Según sean las características o destino que tengas las edificaciones para permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia de un evento sísmico, se determina un factor I para incrementar la demanda sísmica de diseño para estas estructuras (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

Tabla 2.11 Categoría de edificaciones para determinar Factor I

Categoría	Tipos de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones Esenciales	Hospitales, clínicas, centro de salud o de emergencia. 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	1.5

	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.	
Estructuras Ocupación espacial	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

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sísmo resistente (2015)

2.13.7.8 Configuración Estructural

El coeficiente de configuración estructural incrementa el valor del cortante de diseño, con la finalidad de proveer mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación (NEC: Peligro sísmico-Diseño sísmo resistente, 2015).

- **Estructuras regulares:** Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.
- **Estructurase Irregulares:** Son aquellas que presentan irregularidades en planta y elevación.

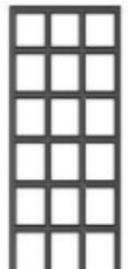
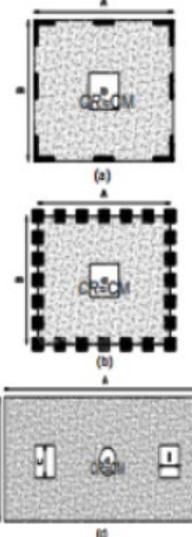
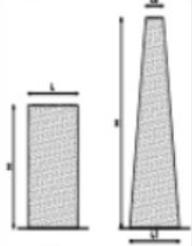
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{lv}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{pv}=1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_{lv}=1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_{pv}=1$</p>	
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_{lv}=1$</p>			

Figura 2.14 Configuraciones estructurales recomendadas

Fuente: Wilson (2008)

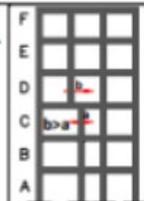
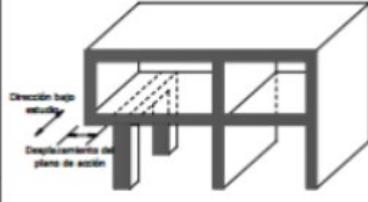
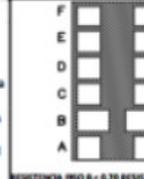
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Figura 2.15 Configuraciones Estructurales No Recomendadas

Fuente: Wilson (2008)

2.13.7.9 Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite disminuir la fuerza sísmica siempre y cuando la estructura y las conexiones se diseñen con una adecuada ductilidad, donde el daño se concentre principalmente en las rotulas plásticas (Chang y Suárez, 2015).

2.13.7.10 Criterios para la definición de R

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo
- Periodo de vibración considerado

Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones de límite:

Tabla 2.12 Valores del coeficiente de reducción R Norma Ecuatoriana de la construcción -NEC – SE- DS 2014

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depositos, incluidos tanques y esferas presurizadas, no soportadas mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados	2
Silos de hormigon fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentacion	3.5
Estructuras tipo cantilever tales como chimeneas, silos y depositos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto portantes – o atirantadas)	3
Estructuras en forma de pendulo invertido 2	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depositos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados 3	3
Letreros y carteleras	3.5

Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015)

2.13.7.11 Coeficiente K

Este coeficiente está relacionado con el periodo de vibración T_a de la estructura, y cumple con las siguientes condiciones:

Tabla 2.13 Determinación del coeficiente k

Valores de T (seg)	K
0.5	1
$0.5 < T < 2.5$	$0.72 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: Elaboración propia

2.13.7.12 Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica reactiva W representa la carga reactiva por sismo, se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso. Y para casos especiales, es decir estructuras de bodegas y almacenaje W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

$$W = ((\text{Carga Muerta} + \text{Peso Propio elementos}) + 0.25(\text{carga viva})) * \text{Area}$$

2.14. Análisis Dinámico de Estructuras

El comportamiento dinámico de una estructura se da cuando se le aplican fuerzas o desplazamientos en la base, en la cual las fuerzas de inercia son igual a la masa de la estructura por la aceleración según la segunda ley de Newton. Si las fuerzas o desplazamientos se aplicaron lentamente las fuerzas inerciales pueden ser despreciadas dando como resultado un análisis estático, de acuerdo con la dinámica un análisis dinámico es consecuencia de un análisis estático (Wilson, 2008).

2.14.1. Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral es el método más utilizado dentro del análisis dinámico lineal de estructuras, debido a que permite desacoplar un sistema de ecuaciones diferenciales

y transformarlo en un sistema de una ecuación de manera que cada modo es resuelto independientemente, para después volver acoplar el sistema de ecuaciones y obtener la respuesta global de la estructura mediante el método de combinación modal (Chopra, 2014).

2.14.2. Método de la combinación cuadrática completa CQC

El método de la combinación cuadrática completa fundamenta que la respuesta de los grados de libertad desacoplados es estadísticamente independiente, la combinación CQC incluye el efecto del acoplamiento entre modos que tienen periodos de vibración similares, de esta manera se incluye en la respuesta sísmica la contribución de la interacción entre los modos combinados (Wilson, 2008).

La forma de combinar los modos utilizando la combinación CQC está dada por la siguiente ecuación:

$$\bar{r} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (r_i * r_j * \rho_{ij})} \quad (\text{Ecu. 16})$$

Donde r_i y r_j son las respuestas modales máximas para los modos i, j y el parámetro ρ_{ij} es el coeficiente de correlación entre modos este parámetro varía entre cero y uno tomando el valor de uno cuando los valores r_i y r_j son iguales es decir cuando son el mismo modo.

$$\rho_{ij} = \frac{\sqrt[8]{\varepsilon_i \varepsilon_j} (\varepsilon_i + \beta_{ij} \varepsilon_j) (\beta_{ij})^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \varepsilon_i \varepsilon_j \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 (\varepsilon_i^2 + \varepsilon_j^2) \beta_{ij}^2} \quad (\text{Ecu. 17})$$

Donde:

$\varepsilon_i \varepsilon_j$ son los coeficientes de amortiguamiento de los modos i, j

$\beta_{ij} = \frac{w_i}{w_j}$ donde w_i y w_j son las frecuencias naturales de los modos i, j

La manera más simple para utilizar la ecuación es mediante el siguiente producto de matrices:

$$\bar{r} = \{r\}_{1 \times n} [\rho]_{n \times n} \{r\}_{n \times 1}^T \quad (\text{Ecu. 18})$$

3. CAPÍTULO III: MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.1. Procedimiento para el Análisis

Se pretende realizar un modelo matemático de la estructura que represente lo más realista posible las condiciones actuales de los elementos que componen la estructura tal y como se muestran en la figura, dentro de este análisis sísmico de la nave industrial tomando en consideración que el Ecuador tiene como base los criterios y especificaciones definidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en los siguientes apartados:

- **NEC-SE-CG Cargas no sísmicas:** Para la aplicación de carga por peso propio, carga viva, el clima, y sus diferentes combinaciones.
- **NEC-SE-DS Peligro sísmico:** Para tomar en cuenta los requerimientos y metodología que se deben aplicar para un diseño sísmico resistente, de donde se tomarían conceptos de ingeniería sísmica para conocer las diferentes hipótesis de análisis y cálculo sísmico.
- **NEC-SE-AC Estructuras Metálicas de Acero.**

La Norma Ecuatoriana de la construcción, se basa en las normativas internacionales tales como: ASCE (2017), AISC (341- 2016) y AISI (360-2016), basadas en el método del estado límite diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Para ellos se empleará un software de cálculo estructural, en este caso se utilizó el software SAP 2000.

3.2. Descripción de la Estructura

Según los planos arquitectónicos la estructura consiste en pórticos ordinarios de acero estructural y tiene 1 solo nivel. Su sistema resistente está provisto de pórticos de acero en ambos sentidos X e Y, dispuestos ortogonalmente. En el sentido Y, está conformado por 6 pórticos y en sentido X está conformado por 2 pórticos de acero que están sujetos mediante una viga tipo cercha, la mayor longitud entre ejes es de 7.5m, la altura hasta la cumbrera es de $h = 8.50\text{m}$.

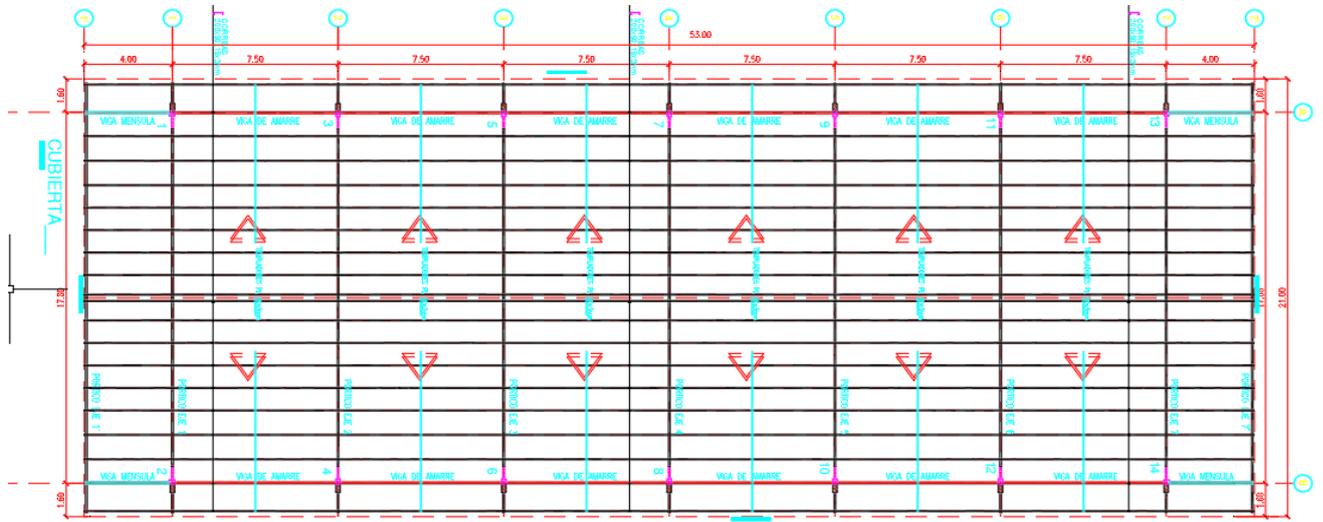
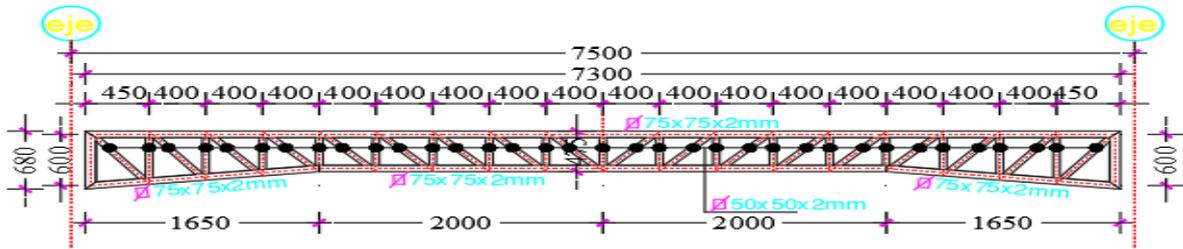


Figura 3.1 Dimensiones de luz y separación entre pórticos

Fuente: SAP2000



En vista de la disponibilidad actual de métodos generales matriciales que permiten obtener una solución exacta y de programas de cálculo electrónico que facilitan la enorme tarea de la parte operacional, se acepta la conveniencia de utilizar un programa existente para el análisis del cálculo estructural, en este caso se ha utilizado el programa SAP2000

Para el modelamiento de las cargas se ha considerado aplicar las cargas muertas por metro lineal directamente a los elementos tipo frame y la masa sísmica concentradas en los nudos de la estructura.

3.4. Perfiles y sus Propiedades Mecánicas

Se tomo como punto de partida las condiciones iniciales que se encontraron en los diseños arquitectónicos dados por el contratista:

Tabla 3.1 Propiedades Mecánicas

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015)

A continuación, en la siguiente tabla se muestran las características mecánicas de los materiales utilizados en el análisis:

Elemento Estructural	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Observación
Columnas	20	25	0,5	Tubo de acero rectangular A36
Cercha Principal				
Cordón Superior e Inf (75x75x3)	7,5	7,5	0,3	Tubo de acero rectangular A36
Cordón Superior e Inf Sec (75x75x4)	7,5	7,5	0,4	Tubo de acero rectangular A36
Vigas de Amarre Ménsula				
Cordón Superior e Inf (100x100x3)	10	10	0,3	Tubo de acero rectangular A36
Diagonales (50x50x3)	10	10	0,3	Tubo de acero rectangular A36
Cubierta Metálica				
Correas G (200x50x15x2)	20			
Steel panel			0,4	

Tabla 3.2 Propiedades del material utilizado

Propiedades Mecánicas del Acero ASTM A36		
Limite elástico (f_y)	2530	Kgf/cm ²
Resistencia Tracc f_u	4080	Kgf/cm ²
f_{ye}	3797	Kgf/cm ²
f_{ue}	4486	Kgf/cm ²
E_s	2038901.9	Kg/cm ²

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sísmo resistente (2015)

3.5. Análisis de Cargas

3.5.1. Cargas Permanentes

La carga muerta fue calculada de forma automática por el programa está la conforman todos los elementos estructurales (columna, vigas, cerchas, viga ménsula), en la siguiente tabla se muestran los valores que no son considerados directamente por el programa como es la carga de cubierta (Estil panel) y accesorios como luminarias, redes de incendio, se siguieron las consideraciones de las normativas AISC,ASCE y fuentes literarias como Newman (2003) para este tipo de estructuras queda a libertad del ingeniero a proponer la distribución de cargas que exija la estructura en la condición más crítica.

Tabla 3.3 Cargas Permanentes

Cargas Permanentes		
Peso Propio	34183	kg
Steel Panel (AR -200)	3kg	Kgf/m ²
Luminarias	5kg	Kgf/m ²
Redes Contra Incendio	15kg	Kgf/m ²
Ventilación	5	Kgf/m ²
Longitud Efectiva	1.20	m
Total	33.6	Kgf/m

Fuente: Elaboración propia

3.5.2. Carga Viva

Las cargas vivas que se considera para este análisis según la norma utilizada la NEC – SE- CG.

Tabla 3.4 Cargas vivas

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kgf/m ²)	
Cubiertas		
• Cubierta plana, inclinadas y curvas	70	kgf/m ²
Longitud efectiva	1.20	m
Total	84	Kgf/m

Fuente: Elaboración propia

3.5.3. Carga de Viento

Cálculo de carga de viento - En base a la normativa revisada anteriormente en el punto (el punto donde este la teoría de viento), se comienza el cálculo de la velocidad del viento corregida, tomando en cuenta lo siguientes valores:

$$Vb = V\sigma \quad (\text{Ecu. 19})$$

$Vb =$ velocidad corregida del viento en m/s

$V =$ velocidad de diseño en m/s (NEC – SE – CG)

$\sigma =$ Coeficiente de correccion (NEC – SE – CG)

La velocidad instantánea de diseño aconseja que no debe ser menor a los 21 m/s para edificaciones de hasta 10m, tomando en cuenta que el área alrededor es en edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura promedio hasta 10m. El coeficiente de corrección se obtiene de acuerdo a la altura y la zona de ubicación de la edificación que indica la norma:

$$Vb = 21 \frac{m}{s} \times 0.9 = 18.9 \frac{m}{s} \quad (\text{Ecu. 20})$$

A continuación, se presenta la distribución de cómo están determinadas las presiones de carga lineal para las diferentes direcciones, a partir de la normativa NEC-SE-CG, las presiones de viento en techo y columna se aprecia en las siguientes ilustraciones.

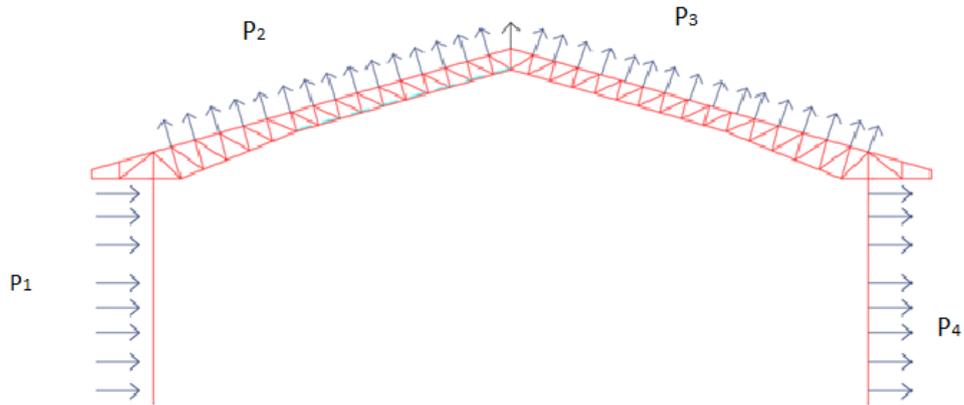


Figura 3.3 Carga de viento Tipo I

Fuente: SAP2000

Se caracteriza por un comportamiento donde más predomina la succión. Se procede al cálculo de las presiones mediante las diferentes áreas de la nave industrial mediante la siguiente ecuación descrita por la NEC-SE-CG:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * Vb^2 * C_e * C_f \quad (\text{Ecu. 21})$$

Donde:

P: presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ: Densidad del aire expresada en kg/m³

Vb: Velocidad corregida del viento m/s

C_e: Coeficiente de entorno

C_f: Coeficiente de forma

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	-----

Anuncios, muros aislados, elementos con una dimension corta en el sentido del viento	+1.5	-----
Tanques de agua, chimeneas y otro de seccion circular o eliptica	+0.7	-----
Tanques de agua, chimeneas y otros de seccion cuadrada rectangular	+2.0	-----
Arcos y cubiertas cilindricas con un angulo de inclinacion que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas a 15° y 60 °	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60 y la vertical	+0.8	-0.6

Tabla 3.5 Determinación del factor forma Cf

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción de Cargas (No sísmicas) (2015)

*Recordar que el signo positivo y negativo indica presión (Barlovento) y succión (Sotavento).

Los terminos barlovento y sotavento se utilizan para designar los sectores por donde pasa el viento teniendo un punto de referencia. Barlovento son todas las cargas que estarían a presión directa con el aire y en el sotavento un comportamiento de succión.

Construcción	Ce
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 inferiores	0.3
Elementos en fachas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor de la altura de la edificación, en bloques extensos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos	0.8
Elementos en fachas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura.	1.3
Elementos en fachdas muy expuestas, situadas al borde de la orilla de lagos o del mar, proximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinacion y otros.	1.5

Tabla 3.6 Determinación del factor forma Ce

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015)

Una vez identificada todas las variables de la presión del viento procedemos a calcular las distintas presiones que actúan sobre la nave industrial vistas en la **tabla 3.6**.

$$P_1 = \frac{1}{2} * 1.25 \text{ kg/m}^3 * (18.9 \text{ m/s})^2 * 1.3 * 0.7 = 203.16 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} * 1.25 \text{ kg/m}^3 * (18.9 \text{ m/s})^2 * 1.3 * 0.6 = 174.13 \text{ KN/m}^2$$

$$P_3 = \frac{1}{2} * 1.25 \text{ kg/m}^3 * (18.9 \text{ m/s})^2 * 1.3 * 0.6 = 174.13 \text{ KN/m}^2$$

$$P_4 = \frac{1}{2} * 1.25 \text{ kg/m}^3 * (18.9 \text{ m/s})^2 * 1.3 * 0.6 = 174.13 \text{ KN/m}^2$$

Estos valores de presión obtenidos es necesario distribuir linealmente para este caso por el ancho efectivo de incidencia o conocida como longitud efectiva (distancia entre pórticos y distancia entre correas).

$$Le=7.5\text{m}$$

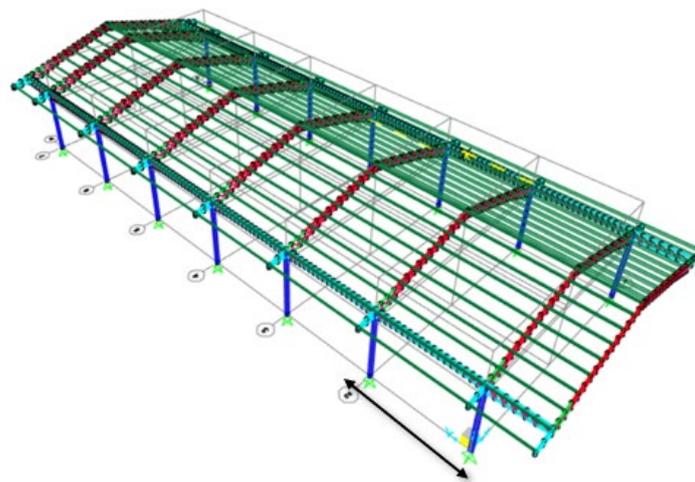


Figura 3.4 Vista lateral, longitud efectiva pórticos

Fuente: SAP2000

$$P_1 = 203.16 \text{ KN/m}^2 * \frac{1 \text{ kgf}}{10 \text{ KN}} * 7.5 \text{ m} = 152.37 \text{ kgf/m}$$

$$P_2 = 174.13 \text{ KN/m}^2 * \frac{1 \text{ kgf}}{10 \text{ KN}} * 1.2 \text{ m} = 20.89 \text{ kgf/m}$$

$$P_3 = 174.13 \text{ KN/m}^2 * \frac{1 \text{ kgf}}{10 \text{ KN}} * 1.2 \text{ m} = 20.89 \text{ kgf/m}$$

$$P_4 = 174.13 \text{ KN/m}^2 * \frac{1 \text{ kgf}}{10 \text{ KN}} * 7.5 \text{ m} = 130.59 \text{ kgf/m}$$

El siguiente caso de comportamiento del flujo del viento se caracteriza más por un comportamiento de presión:

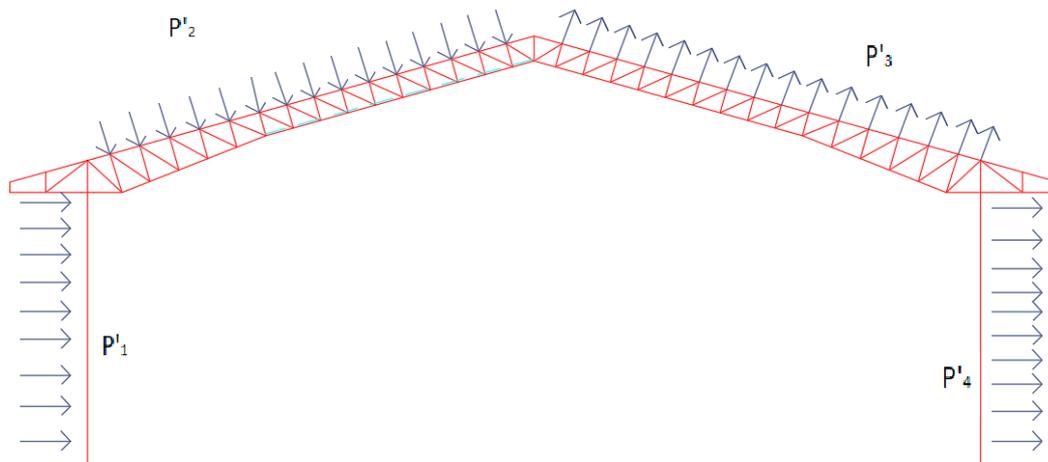


Figura 3.5 Carga de viento tipo II

Fuente: SAP2000

$$P'_1 = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (18.9 \text{ m/s})^2 * 1.3 * 0.7 = 203.16 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_2 = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (18.9 \text{ m/s})^2 * 1.3 * 0.7 = 203.16 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_3 = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (18.9 \text{ m/s})^2 * 1.3 * 0.6 = 174.13 \text{ KN/m}^2$$

$$P'_4 = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (18.9 \text{ m/s})^2 * 1.3 * 0.6 = 174.13 \text{ KN/m}^2$$

Estos valores de presión obtenidos es necesario distribuir linealmente para este caso por el ancho efectivo de incidencia o conocida como longitud efectiva (distancia entre pórticos y distancia entre correas).

$$P'_1 = 203.16 \text{ KN/m}^2 * \frac{1 \text{ kgf}}{10 \text{ KN}} * 7.5 \text{ m} = 152.37 \text{ kgf/m}$$

$$P'_2 = 203.16 \text{ KN/m}^2 * \frac{1 \text{ kgf}}{10 \text{ KN}} * 1.2 \text{ m} = 24.37 \text{ kgf/m}$$

$$P'_3 = 174.13 \text{ KN/m}^2 * \frac{1 \text{ kgf}}{10 \text{ KN}} * 1.2 \text{ m} = 20.89 \text{ kgf/m}$$

$$P'_4 = 174.13 \text{ KN/m}^2 * \frac{1 \text{ kgf}}{10 \text{ KN}} * 7.5 \text{ m} = 130.59 \text{ kgf/m}$$

3.5.4. Carga Sísmica

La obtención de las cargas sísmicas se hace a partir de los requisitos generales de diseño y construcción sísmo resistente de la normativa ecuatoriana. Está compuesta por el espectro sísmico de diseño de acuerdo lo que estipula la NEC-15-SE-DS, es estimada en bases a la zona sísmica, perfil del suelo, tipología de la estructura, irregularidades existentes tanto en planta como en elevación y tipo de uso.

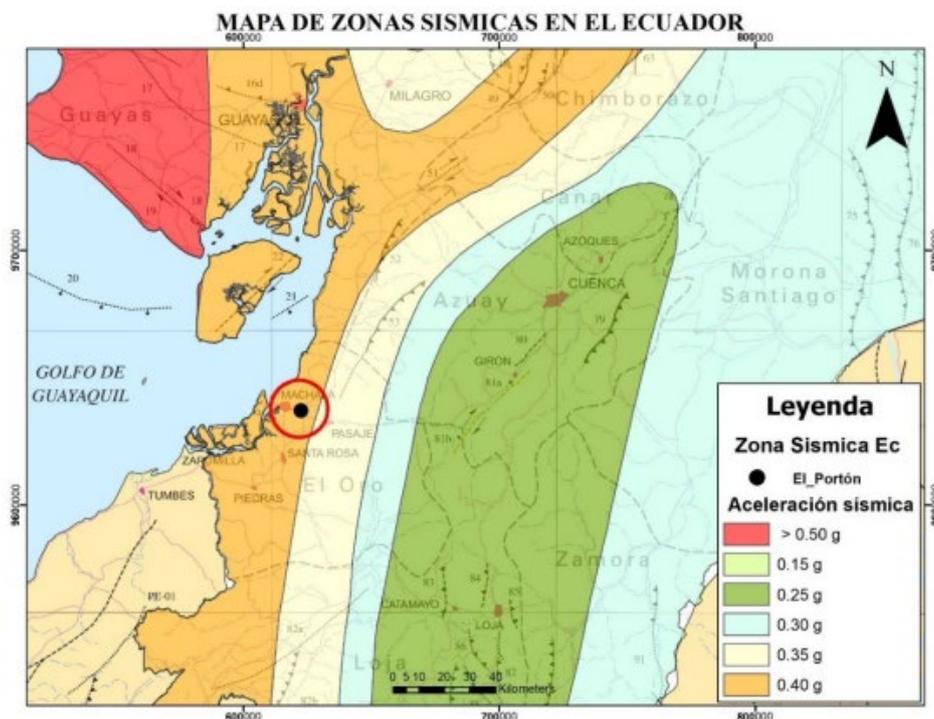


Figura 3.6 Zonas sísmicas en el Ecuador

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sísmo resistente (2015)

Localizamos la edificación en el mapa de la NEC-SE-DS, determinando el nivel de amenaza y con la tabla de la misma normativa, la región que pertenece y su aceleración en pico

afectiva. Con base en las características del perfil de suelo, se identifica los diferentes coeficientes del perfil de suelo por lo tanto las condiciones, factores y formulas ocupadas para el cálculo correspondientes a la carga sísmica se utilizarán del punto (cargas sísmicas MARCO TEORICO) así como de la norma NEC-SE-DS. El factor de reducción por ductilidad es igual a $R = 3$ correspondiente a un sistema conformado por pórticos ordinarios a momento, obtenido de la ASCE/SEI 7-16.

Tabla 3.7 Carga sísmica

Región	Provincia de la costa	Referencias
Provincia	El Oro	
Cantón	Machala	
Zona sísmica Z (g)	0.4	NEC-SE-DS
Tipo de perfil de suelo sísmico	D	NEC-SE-DS
Coefficiente de amplificación del suelo (F_a)	1.2	NEC-SE-DS
Coefficiente de amplificación del suelo (F_d)	1.19	NEC-SE-DS
Coef de amplificación de suelo, considerando el comportamiento no lineal de los suelos (F_s)	1.28	NEC-SE-DS
Relación entre la aceleración espectral y el periodo de retorno (N)	1.80	NEC-SE-DS
Tipo de estructura	Pórticos ordinarios a momento	NEC-SE-DS
Factor de reducción de resistencia sísmica R	3	ASCE 7-16

Fuente: NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015)

Cálculo del límite de periodo de vibración para el espectro elástico e inelástico

$$T_o = 0.1 * F_s (F_d/F_a) = 0.1 * 1.28 (1.19/1.20) = 0.12 \text{ seg}$$

$$T_c = 0.55 F_s (F_d/F_a) = 0.55 * 1.28 (1.19/1.20) = 0.69 \text{ seg}$$

Hallamos el periodo límite de vibración mediante la siguiente ecuación

$$T_a = C_t * h n^a \quad (\text{Ecu. 22})$$

Donde:

H_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

C_t = Factor que depende del tipo de estructura

C_t 0.072, α: 0.80 = Estructuras de Acero sin arriostramiento

$$T_a = 0.072 * 8.5^{0.8}$$

$$T_a = 0.39 \text{ seg}$$

Con el cálculo del periodo de vibración T y sus límites T_c y T_o para lo cual el espectro de respuesta elástico de aceleraciones se exprese de la siguiente manera:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c$$

$$S_a = 1.8 * 0.4 * 1.20 = 0.864$$

El cálculo del espectro de respuesta de aceleraciones considera a los valores obtenidos mediante la normativa NEC-15 y del estudio de suelos, tomando en cuenta un sismo con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años que corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

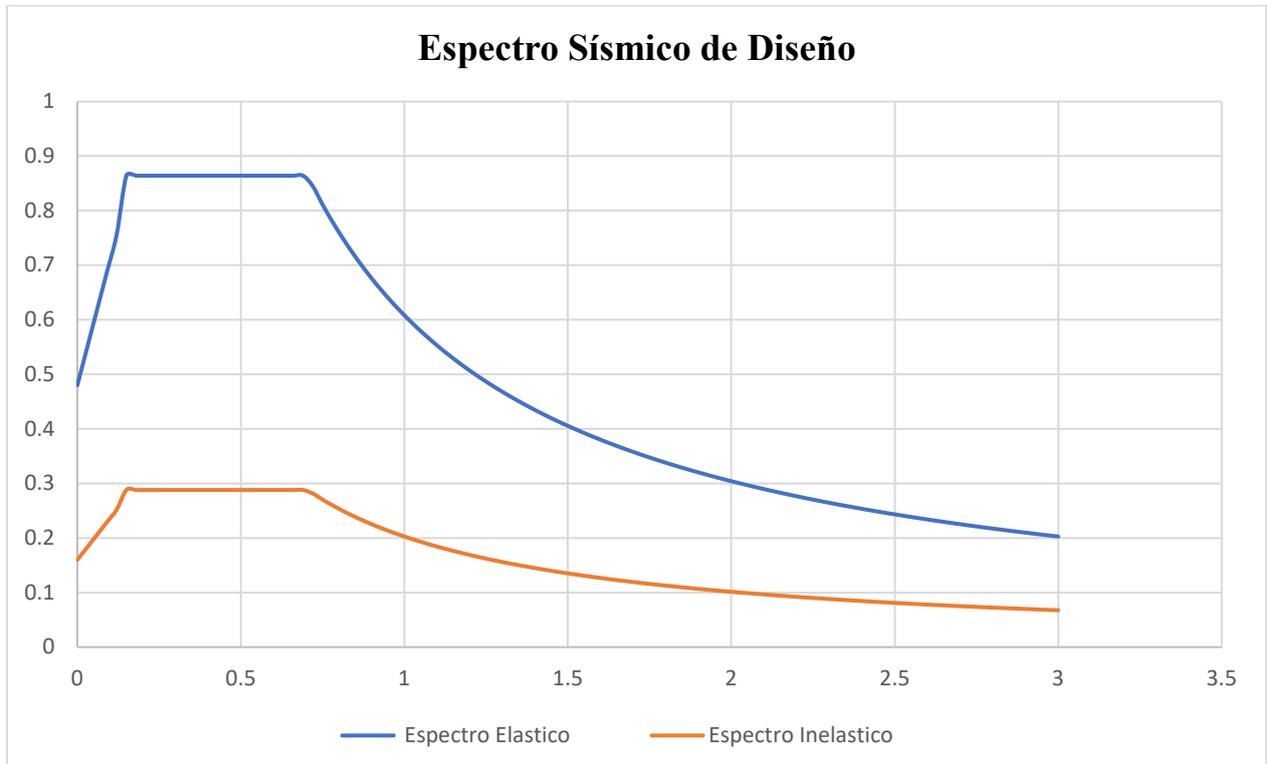


Figura 3.7 Espectro de diseño NEC-15-SE-DS

Fuente: Elaboración propia

En la **figura 3.7**, se muestra el espectro elástico sin reducción y el espectro reducido por el factor de ductilidad $R = 3$.

3.6. Cortante Basal de diseño V

$$V = \frac{I * S_a (T_a)}{R \phi_p \phi_e} W \quad (\text{Ecu. 23})$$

Para los coeficientes de regularidad de planta ϕ_p y coeficientes de regularidad en elevación ϕ_e se deberá tomar en cuenta las tablas presentas por la NEC-SE-DS presentadas anteriormente (capítulo de marco), en las cuales se especifica los diferentes tipos de irregularidades en planta y elevación respectivamente, para nuestro análisis que es una edificación tipo nave industrial no contempla ningún tipo de irregularidad se tomara el valor de 1.

Nuestro $I =$ *Coficiente de Importancia de la estructura* tomara el valor de 1 de acuerdo a la tabla descrita en el capitulo anterior que corresponde a la NEC-SE-DS

$$V = \frac{I * Sa (Ta)}{R \phi_p \phi_e} W$$

$$V = \frac{1 * 0.864}{3.25 * 1 * 1} W$$

$$V = 0.28 W$$

El valor W es de 34183kg, mientras que el 0.28 representa el coeficiente basal que será ingresado posteriormente en el software:

$$V = 0.28 (34183 \text{ kgf})$$

$$V = 9571.24$$

3.7. Ejecución del Modelo Preliminar en Sap2000

En este punto se modelará la nave industrial para su posterior análisis de demanda de las distintas secciones que forman la estructura, esto ingresando los factores calculados con anterioridad. Se debe destacar que el análisis estructural en Sap2000 nos permitirá visualizar detalladamente que secciones trabajan con más demanda, esto optimizara poder identificar si es necesario de cambiar secciones a dimensiones mayores o menores

A continuación, se mostrará el proceso que se realizará para el análisis estructural, comenzando desde el dibujo, ingreso de cargas, análisis estructural, un análisis de resistencia para poder comprender el comportamiento de la estructura ante las diferentes solicitaciones de cargas y encontrar la mejor solución para su reforzamiento

Una vez conseguidos los datos de prediseño se procederá a realizar el modelado en el programa SAP2000.

Pórtico Base:

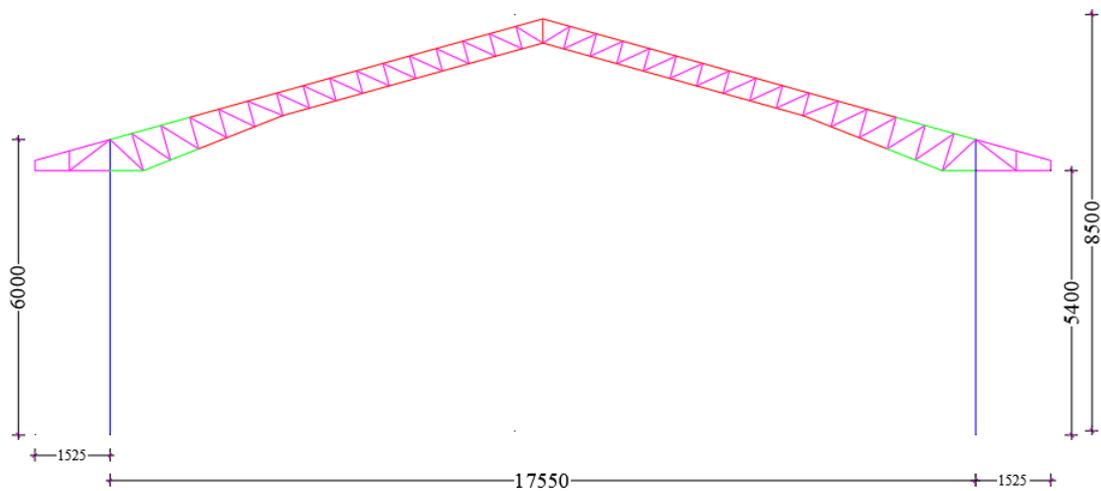


Figura 3.8 Vista 2d del pórtico base

Fuente: SAP2000

3.8. Simbología Base

Tabla 3.8 Simbología Base

Descripción	Dimensión	
Luz total	20.6	m
Altura	8.5	m
Altura columna	6	m
Pendiente de la cubierta	28	%

Fuente: Elaboración propia

Definición del mallado estructural para la nave industrial, se ingresa los datos de la malla de trabajo del eje x, eje y, eje z que corresponden a la distancia de ancho, profundidad y altura.

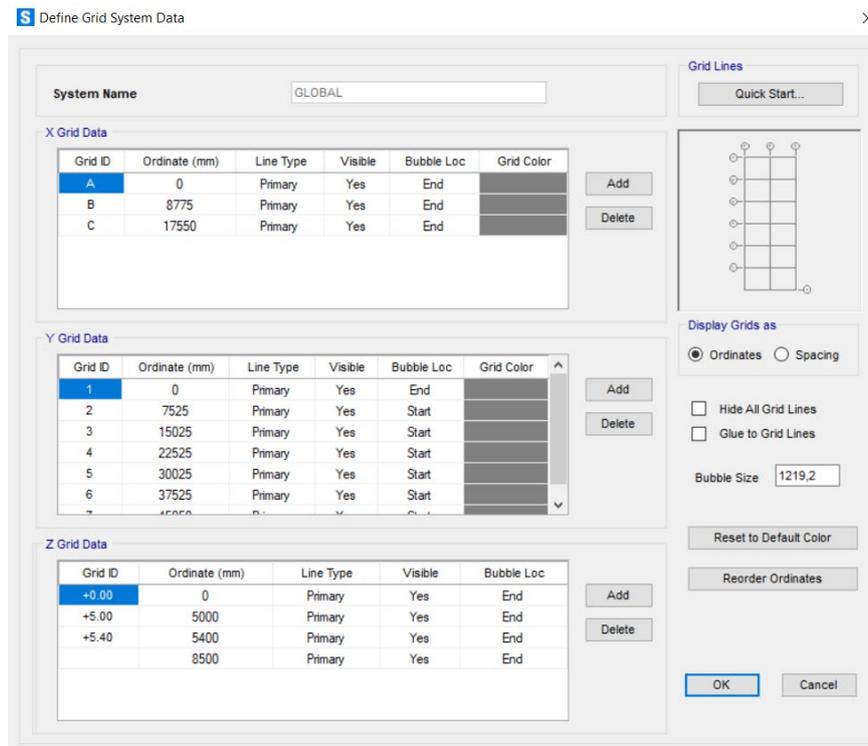


Figura 3.9 Definición del mallado de trabajo en SAP2000

Fuente: SAP2000

Anteriormente se describió la perfilería que tendría la nave industrial ahora ingresaremos sus perfiles y sus propiedades correctamente a través del software. Se presenta la propiedad de los materiales que se van a utilizar para el correcto análisis, los perfiles que se van a utilizar pertenecen a un material de acero ASTM A36 se utilizaron las propiedades del catálogo del proveedor a utilizar Novacero (Acero ASTM).

S Material Property Data ×

General Data

Material Name and Display Color: A36 ■

Material Type: Steel

Material Grade: Grade 36

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849,0476

Mass per Unit Volume: 800,3801

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2,039E+10

Poisson, U: 0,3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 7,842E+09

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 25310507,

Minimum Tensile Stress, Fu: 40778038,

Expected Yield Stress, Fye: 37965760,

Expected Tensile Stress, Fue: 44855842,

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 3.10 Ingreso de las propiedades de material A36 según el catálogo

Fuente: SAP2000

3.9. Definición de los Elementos Estructurales

Tabla 3.9 Elementos estructurales

Elemento Estructural	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Observación
Columnas	20	25	0,4	Tubo de acero rectangular A36

Fuente: Elaboración propia

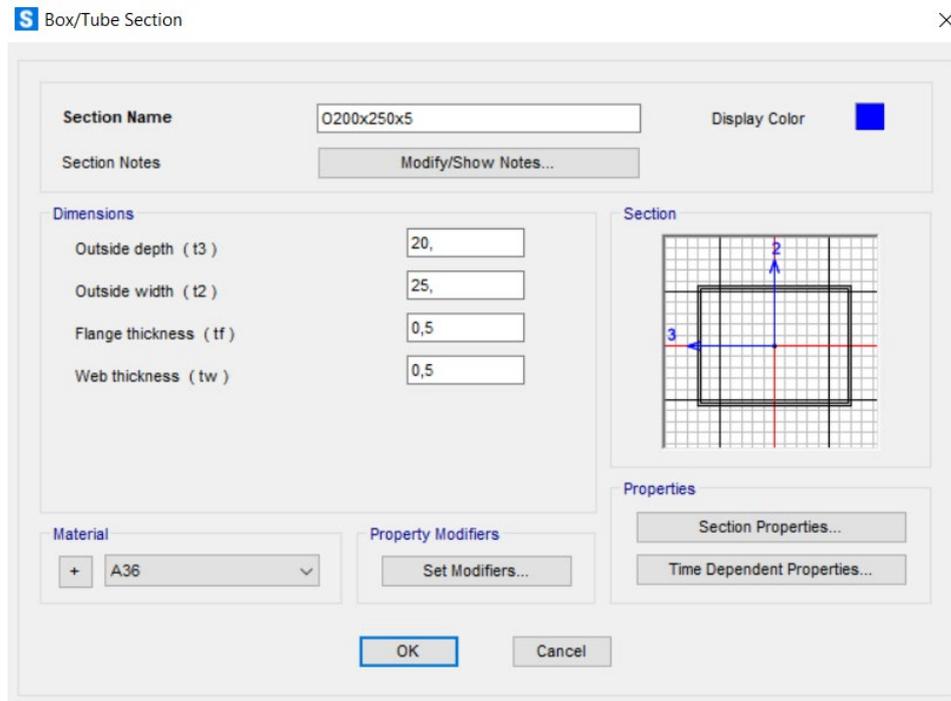


Figura 3.11 Columna generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

Tabla 3.10 Elementos seleccionados

Elemento Estructural	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Observación
Cercha Principal				
Cordón Superior e Inf (75x75x3)	7,5	7,5	0,3	Tubo de acero rectangular A36
Cordón Superior e Inf Sec (75x75x4)	7,5	7,5	0,4	Tubo de acero rectangular A36

Fuente: Elaboración propia

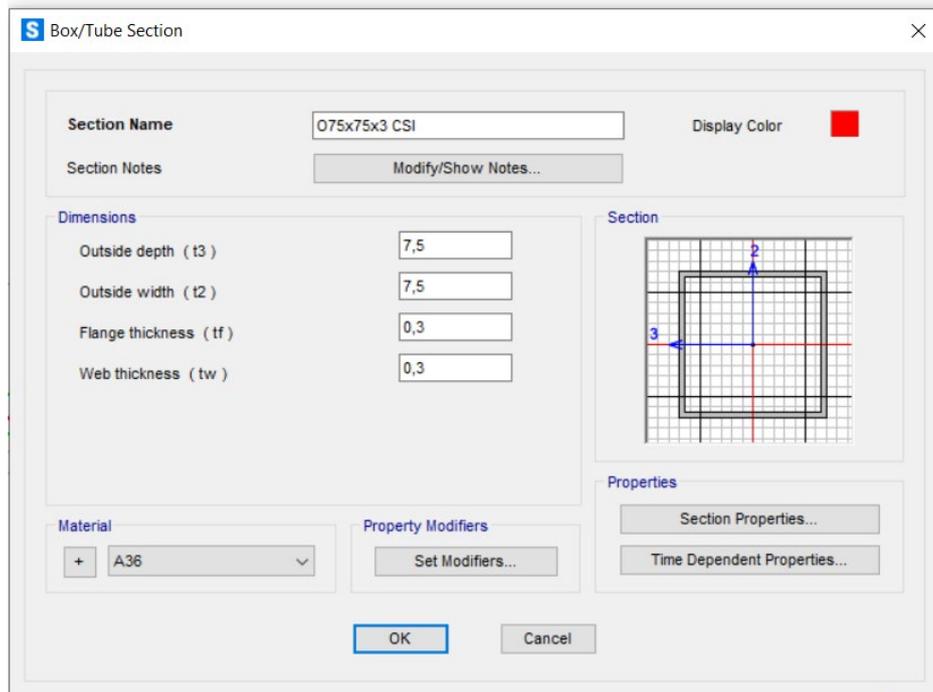


Figura 3.12 Cercha Principal Cordón superior e inferior generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

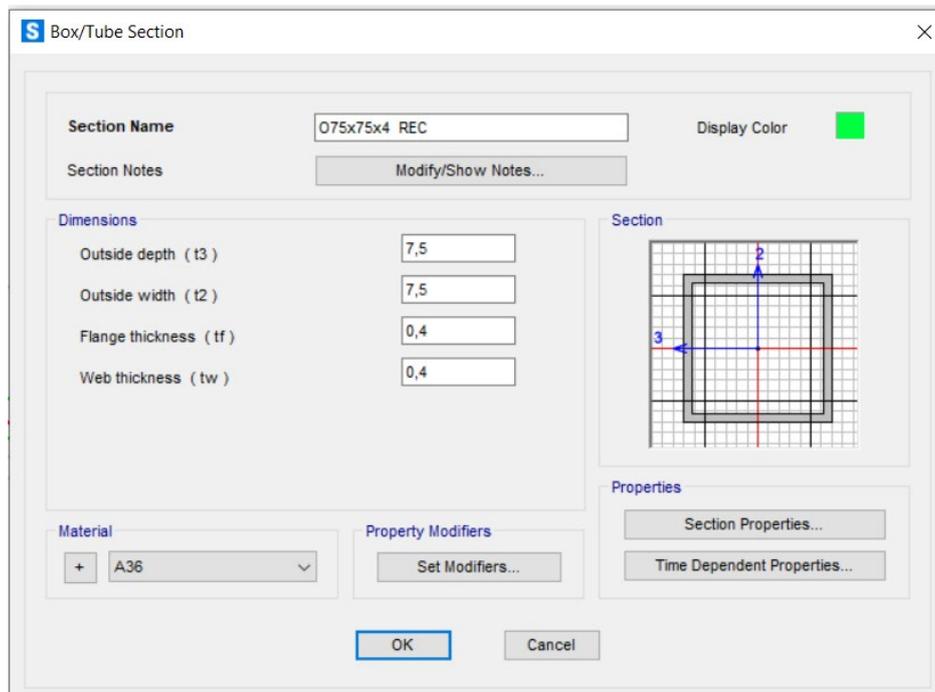


Figura 3.13 Cercha Principal Cordón superior e inferior, secundario generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

Tabla 3.11 Elementos estructurales

Elemento Estructural	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Observación
Vigas de Amarre				
Cordón Superior e Inf (100x100x3)	10	10	0,3	Tubo de acero rectangular A36
Diagonales (50x50x3)	10	10	0,3	Tubo de acero rectangular A36

Fuente: Elaboración propia

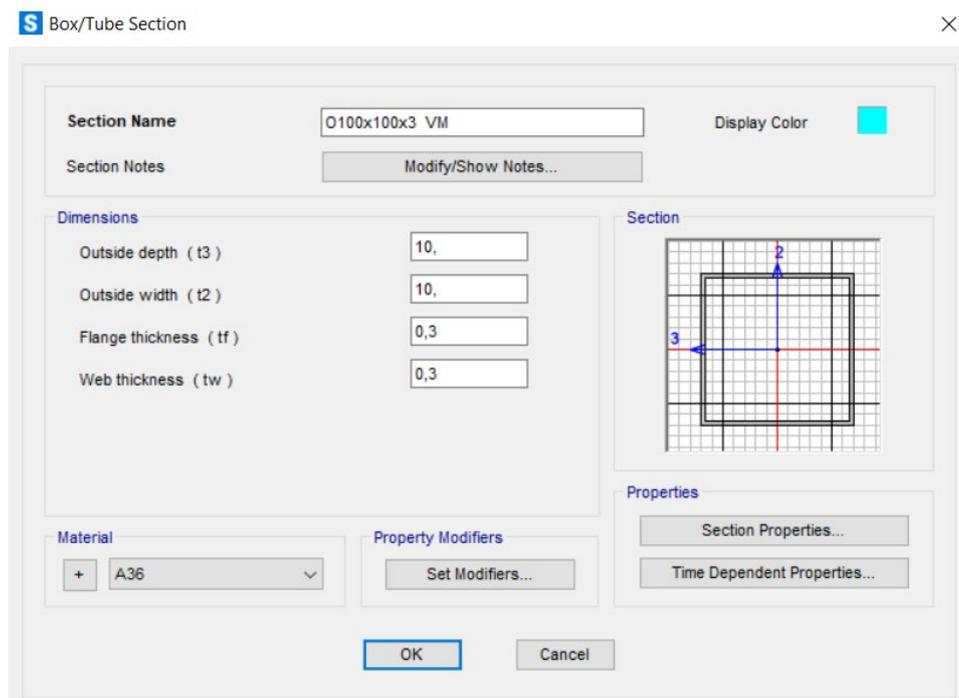


Figura 3.14 Viga de amarre cordón superior e inferior generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

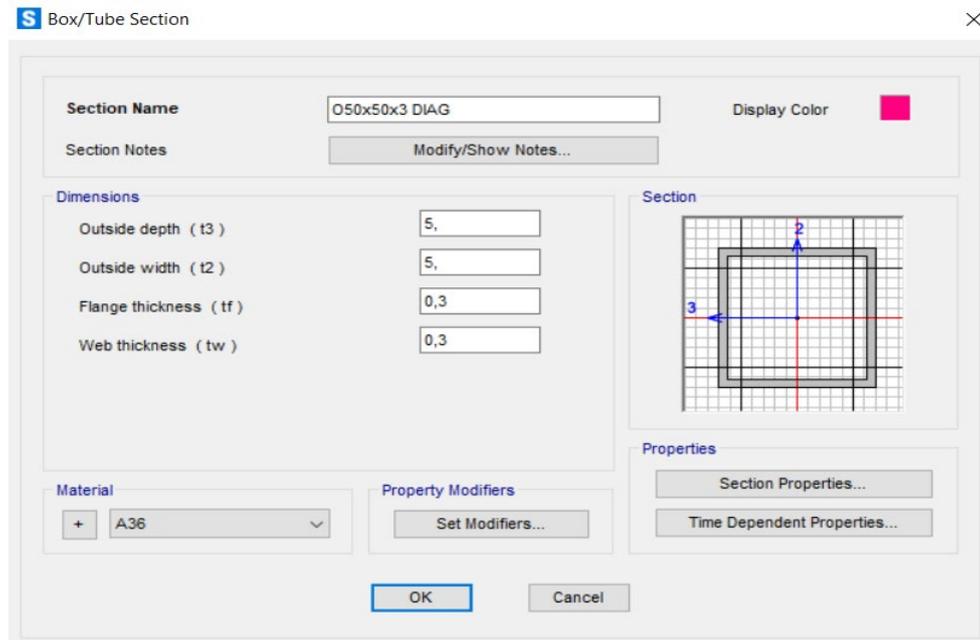


Figura 3.15 Viga de amarre diagonales generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

Tabla 3.12 Elementos seleccionados (c)

Elemento Estructural	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Observación
Cubierta Metálica				
Correas (200x50x15x2)	G 50	20	15	
Steel panel			0,4	

Fuente: Elaboración propia

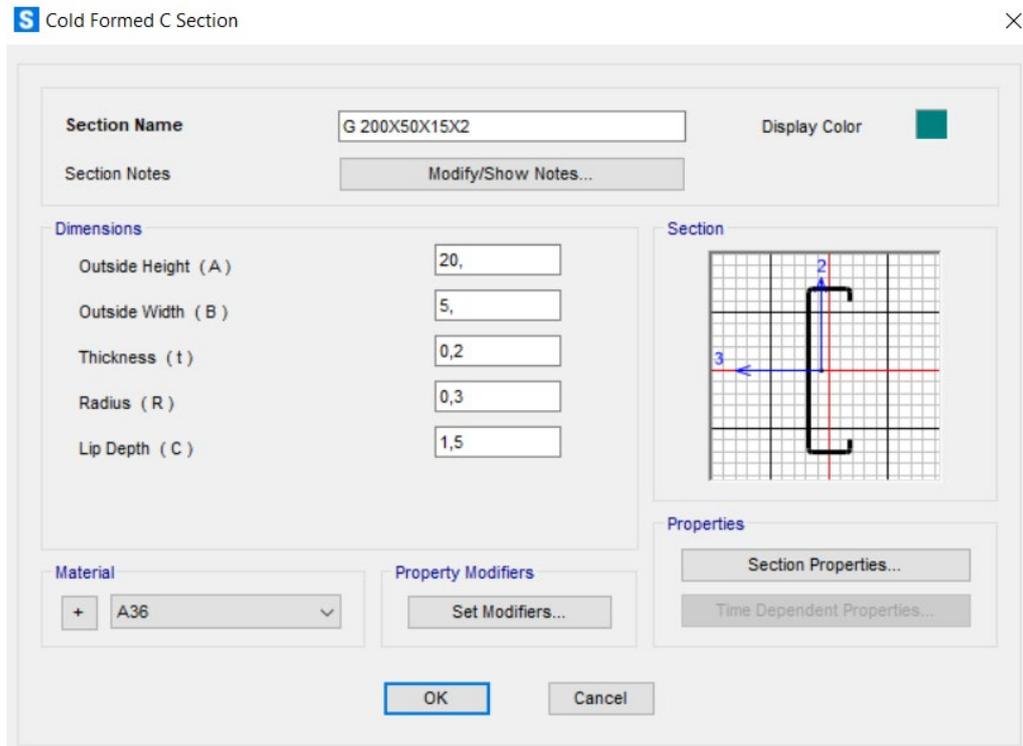


Figura 3.16 Cubierta Metálica correas generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

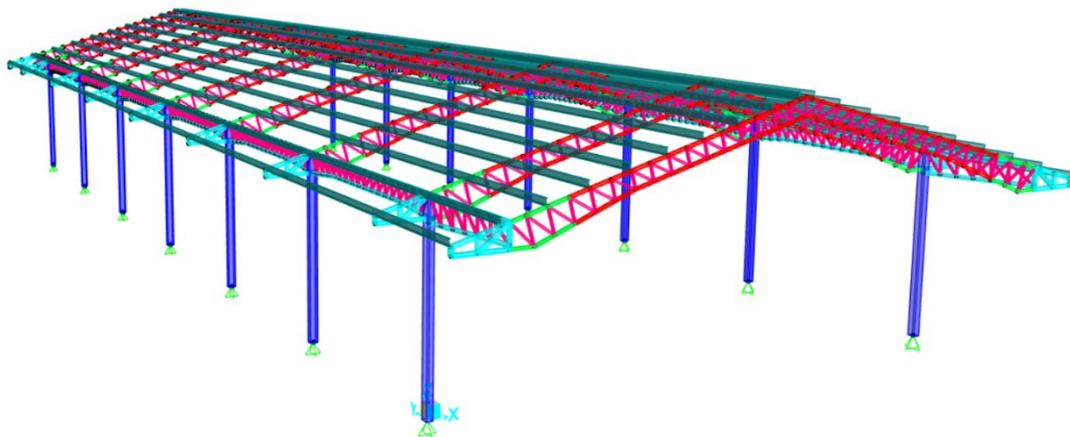


Figura 3.17 Diseño 3d generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

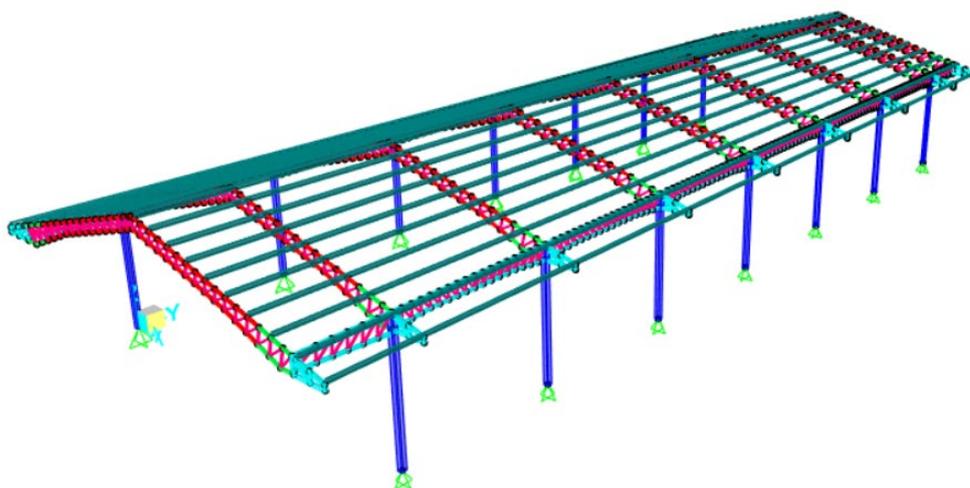


Figura 3.18 Diseño 3D generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

3.10. Ingreso de Cargas

Terminado el modelado con las características predefinidas se procedió al ingreso de las cargas calculadas en puntos anteriores. Para esto se define los patrones, los casos de carga y las combinaciones de carga.

A continuación, se presenta en la siguiente una tabla de resumen de las cargas aplicadas a la estructura.

Tabla 3.13 Cargas aplicadas a la estructura

Carga	Valor	Ubicación
Carga muerta	33.6 kgf/m	Correas
Carga Viva	84 kgf/m	Correas
Carga de Viento Tipo I	152.37 kgf/m	Pared Izquierda
Carga de Viento Tipo I	20.89 kgf/m	Cubierta Izquierda
Carga de Viento Tipo I	20.89 kgf/m	Cubierta Derecha
Carga de Viento Tipo I	130.59 kgf/m	Pared Derecha

Carga de Viento Tipo II	152.37 kgf/m	Pared Izquierda
Carga de Viento Tipo II	24.37 kgf/m	Cubierta Izquierda
Carga de Viento Tipo II	20.89 kgf/m	Cubierta Derecha
Carga de Viento Tipo II	130.59 kgf/m	Pared Derecha
Cortante Basal	0.28 kgf/m	Carga de Sismo

Fuente: Elaboración propia

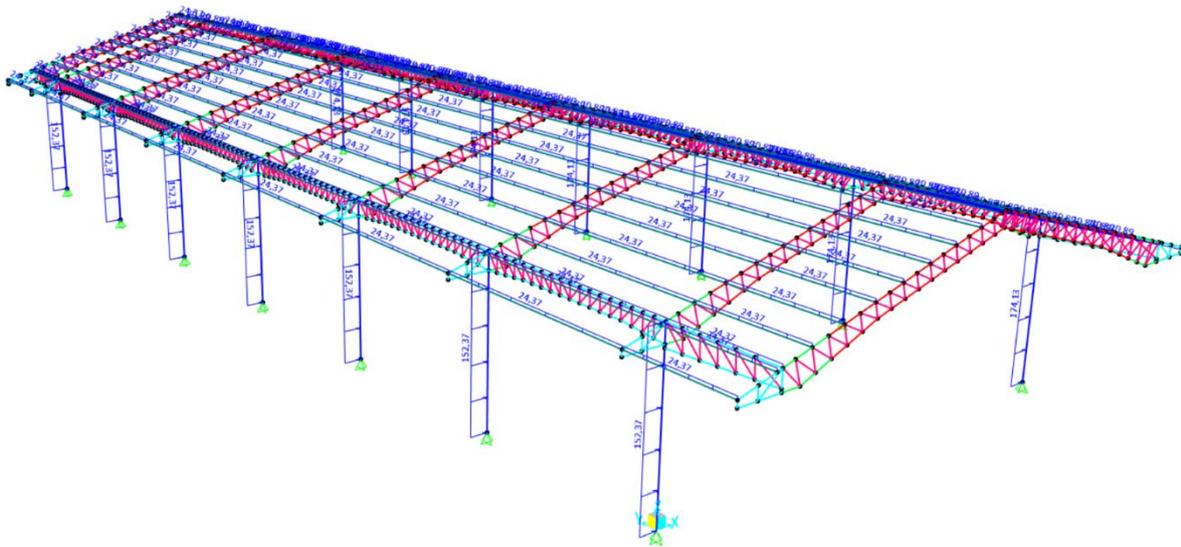


Figura 3.19 Cargas de viento tipo I

Fuente: SAP2000

Para la introducción del coeficiente basal se presenta a continuación, se realiza este proceso para cada dirección, debido a la simetría y la ausencia de irregularidades el valor es el mismo en X y Y. El factor de excentricidad, admite un 5% para ciertas distorsiones que generan torsión, es decir en cualquier etapa constructiva se omite algún criterio, pues este factor sobreguarda el diseño, esto lo adopta la NEC-SE-DS

Se introduce el coeficiente de corte basal de 0.28 calculado anteriormente en el segmento de análisis de carga, carga sísmica.

Para precisar de mejor forma el comportamiento sísmico en X y Y, se delimitan los parámetros de la tabla # (carga sísmica) para la función espectro de respuesta inelástico.

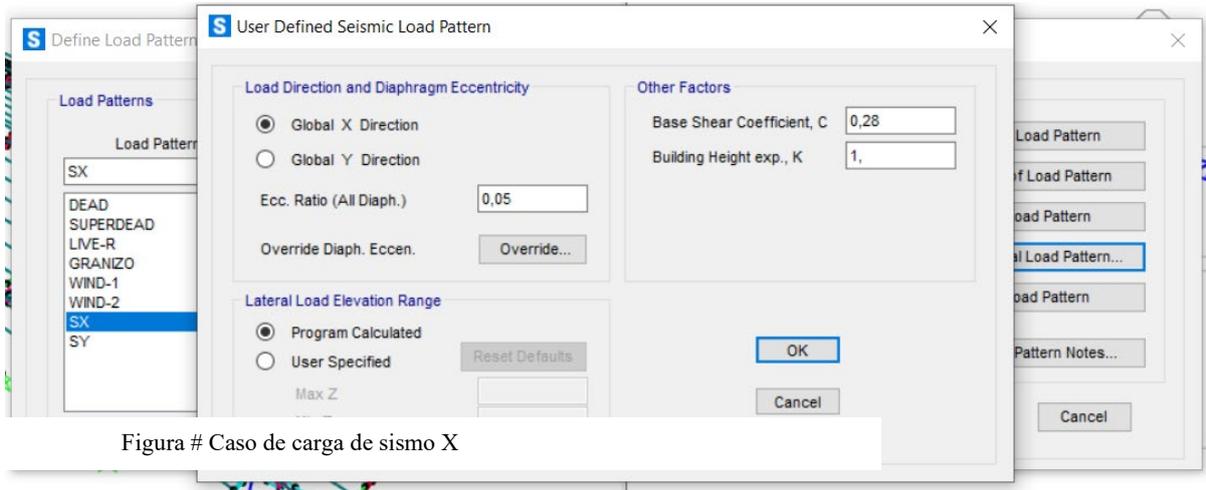


Figura # Caso de carga de sismo X

Figura 3.20 Comportamiento sísmico en X

Fuente: SAP2000

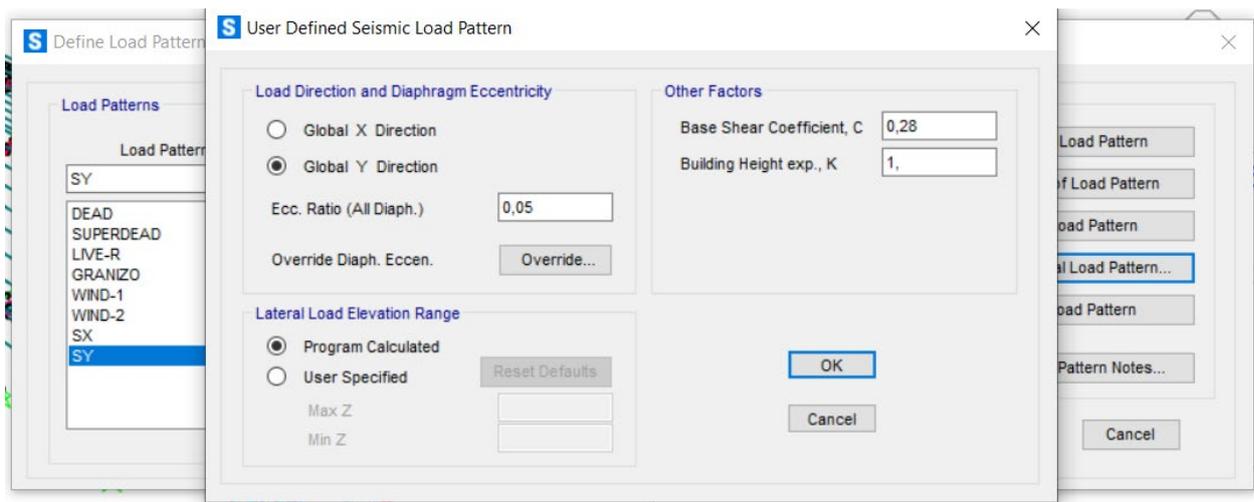


Figura 3.21 Comportamiento sísmico en Y

Fuente: SAP2000

El espectro de diseño inelástico se obtiene de forma directa aplicando un factor de reducción, conocido como factor "R", al espectro de respuesta elástico, este factor $R = 3$ según

AISC corresponde a sistemas estructurales de acero no detallados específicamente como sismorresistentes.

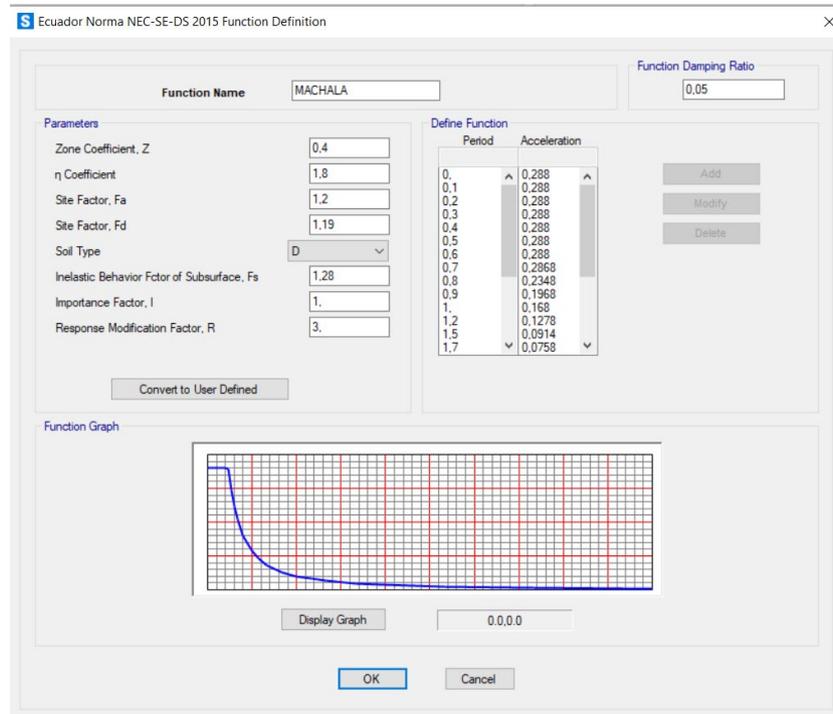


Figura 3.22 Función de espectro de respuesta inelástico

Fuente: SAP2000

Así mismo se define los patrones de carga que soportara la estructuras en el análisis como se muestra a continuación:

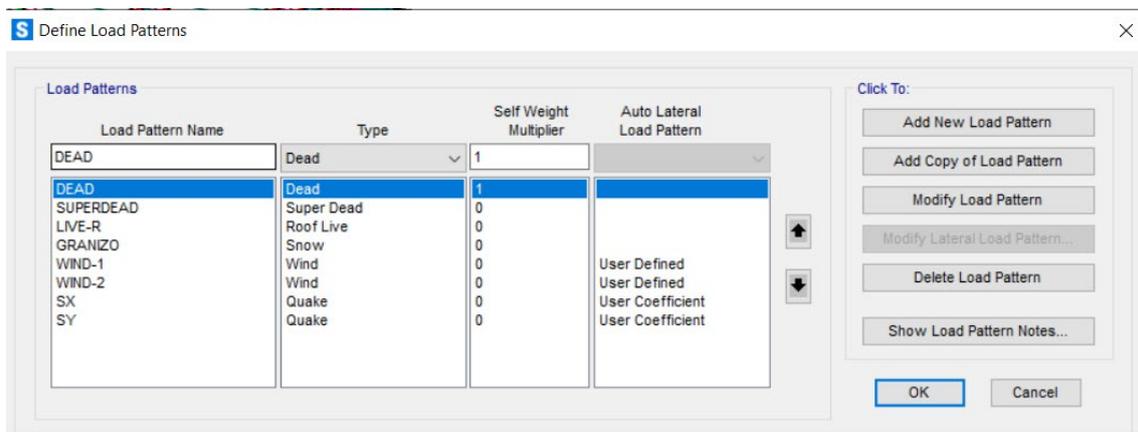


Figura 3.23 Patrones de carga para el análisis generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

Ha medida que la estructura tienda a ser más irregular o más vulnerable a sus características geométricas, exige un análisis modal para ellos definiremos los sismos dinámicos.

Empalmar esta ventana del software es un mundo del análisis dinámico estructural ya que provee de muchas herramientas para la correcta utilización que sea el caso para ellos importante describir algunos de los parámetros que se toman en cuenta para el software SAP2000, una herramienta importante de describir es los tipos de modos analizar ya que el SAP utiliza dos métodos que son los Eigen Vectores y Ritz Vectors cada uno se utiliza para diferentes casos para hallar la respuesta natural de nuestra edificación se aplicara el método Eigen Vectores.

Los Eigen vectores sirven para estudiar características propias de la estructura, este método es excelente para corregir errores de la estructura analizar cómo es el caso del fenómeno de resonancia.

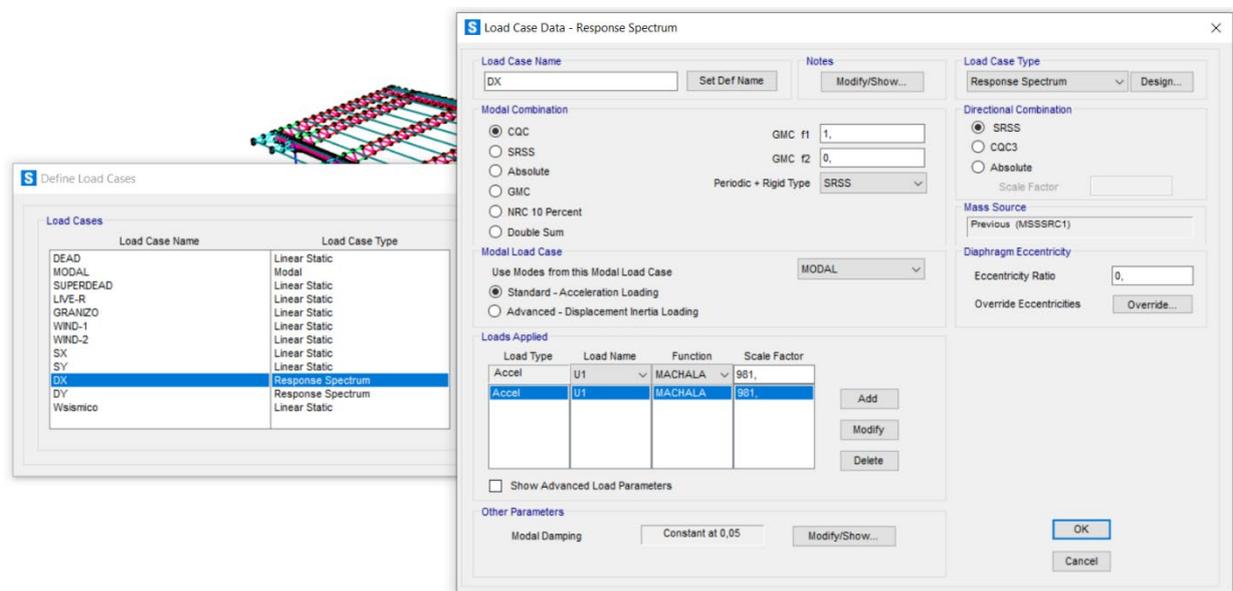


Figura 3.24 Definición de sismo dinámico X y Y generados en SAP2000

Fuente: SAP2000

Así mismo vamos a definir los casos de cargas que soportara la estructura en el análisis como se muestra a continuación:

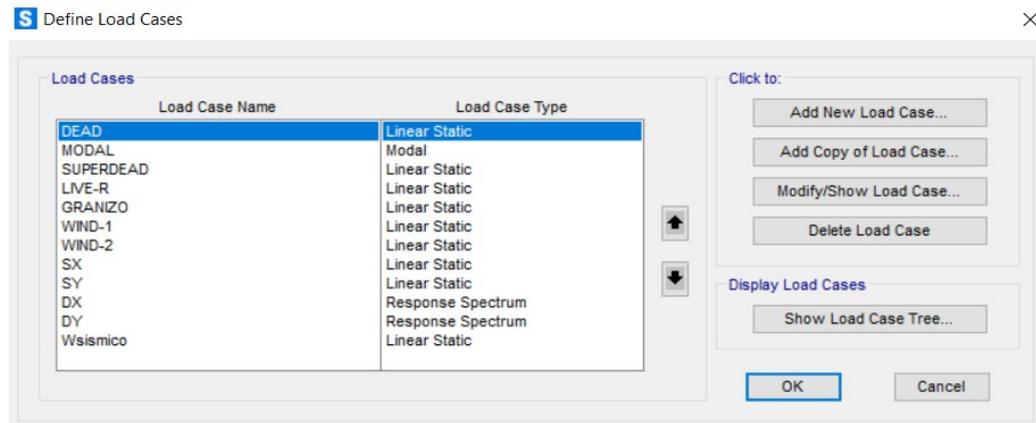


Figura 3.25 Casos de carga generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

Referente a la participación de masas fuente durante el sismo la Normativa (Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS, 2015), se especifica que estas deben participar a nivel de patrón de carga de 100%, las cargas vivas el 25%, en sistemas estructurales bajo – medio es decir viviendas y estructuras que no sean de edificaciones importantes, por esta razón se crea esta masa referente que no sean de edificaciones importantes, por esta razón se cree esta masa referente con respecto a la normativa, se observa a continuación su generación en el software.

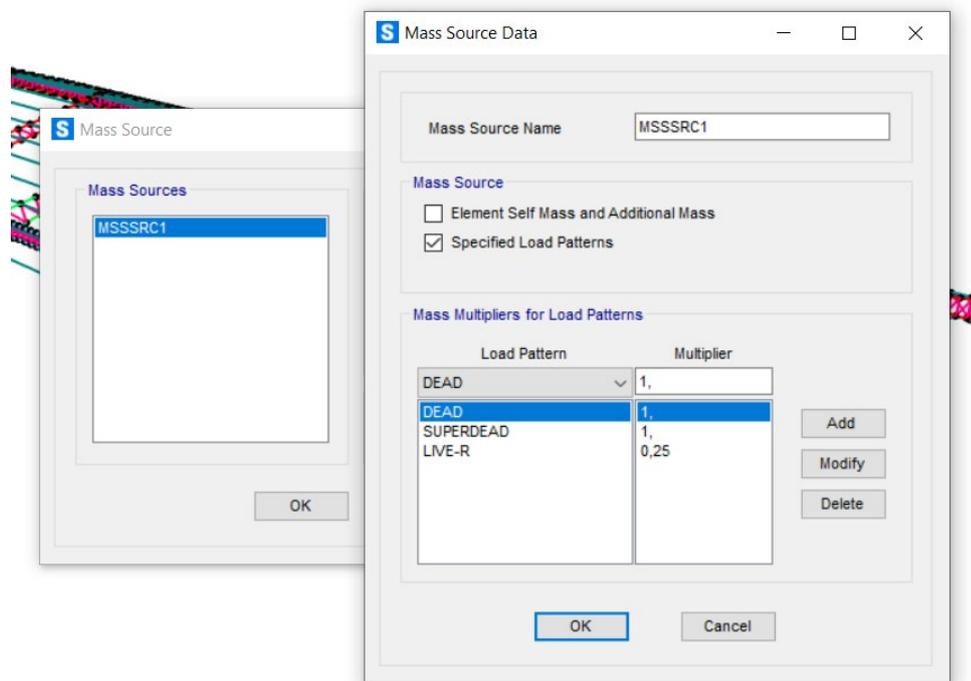


Figura 3.26 Fuente de masa referente generado en SAP2000

Fuente: SAP2000

Mass Source Data (masa reactiva), permite que las cargas gravitacionales puedan participar durante el sismo y tenga efecto sobre la estructura, el porcentaje de participación realmente depende del tipo de edificación, en general la definición de mass source afecta al resultado del análisis modal (el cual a su vez afectara en segunda instancia a los análisis de respuesta espectral).

Al modificar el mass source, estamos modificando los periodos de la estructura, alargándolos si agregamos masa y acortando los periodos si retiramos dichas masas por lo tanto es importante considerar todas las masas asociadas a la estructura.

4. CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1. Resultados de la Modelación

En la siguiente imagen se muestra los casos de cargas que simularan:

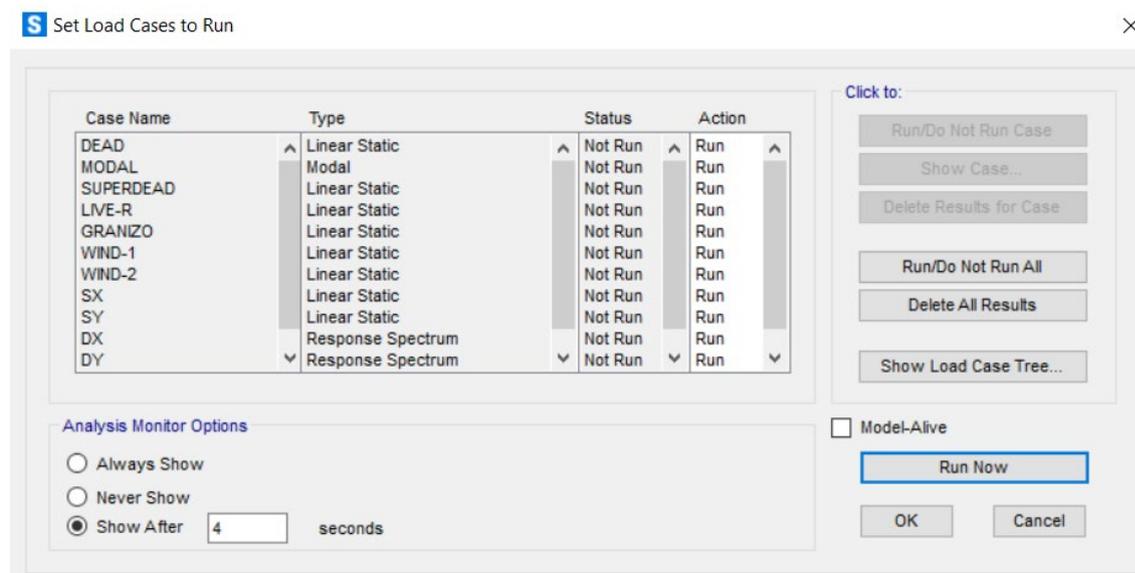


Figura 4.1 Ejecución de la simulación en SAP2000

Fuente: SAP2000

Para el análisis estructural de la edificación se realizó un análisis modal espectral con la finalidad de determinar el comportamiento de la estructura ante ciertos patrones de cargas y determinar las distorsiones entre piso que pudiera tener y comparar con la máxima normativa.

4.1.1. Participación Modal de las Masas

En el NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015), la participación de una masa modal acumulada debe ser al menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales consideradas, en este caso se consideraron 12 modos de vibración.

Tabla 4.1 Proporción de participación de carga modal Fuente SAP2000

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Output Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9888	99,46

MODAL	Acceleration	UY	99,9771	99,4613
MODAL	Acceleration	UZ	82.1564	40.71

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Comparación de Análisis Dinámico con el Análisis Estático

Este análisis está establecido por la NEC-SE-DS (2015), el cual hará uso del espectro sísmico de respuesta elástico de aceleraciones, donde se debe comprobar que el ajuste del cortante basal que se obtiene de la base de la estructura no debe ser menor al 85% del cortante basal estático para estructuras regulares.

Tabla 4.2 Comparación de cortante basal dinámico y estático (a)

TABLE: Base Reactions

<i>OutputCase</i>	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
<i>Text</i>	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
<i>SX</i>	LinStatic		-21842,33	1,604E-10	6,128E-08	0,00000143	-153697,7
<i>SY</i>	LinStatic		-5,014E-10	-21842,33	2,743E-09	153697,7	1,59E-08
<i>DX</i>	LinRespSpec	Max	4841,89	0,08752	2,23	50,49	32800,78
<i>DY</i>	LinRespSpec	Max	0,08738	3861,52	0,38	25189,25	3,44

Fuente: SAP2000

En la **tabla 3.15**, se observa que el cortante basal dinámico no es mayor al 85% del estático por lo que se debe escalar el espectro de respuesta en los dos sentidos, X y Y, para cumplir con el análisis.

El factor de escalamiento para X toma el valor de 4.51 y para Y 4.51, con estos datos se escala el espectro y se presentan los siguientes cortantes:

Tabla 4.3 Comparación de cortante basal dinámico y estático (b)

TABLE: Base Reactions

<i>OutputCase</i>	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
<i>Text</i>	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
<i>SX</i>	LinStatic		-21842,33	1,604E-10	6,128E-08	0,00000143	-153697,7
<i>SY</i>	LinStatic		-5,014E-10	-21842,33	2,743E-09	153697,7	1,59E-08

<i>DX</i>	LinRespSpec	Max	21836,9	0,39	10,08	227,73	147931,5
<i>DY</i>	LinRespSpec	Max	0,39	17414,25	1,72	113595,58	15,5

Fuente: SAP2000

Al comparar los valores tanto en x como en y, se puede observar que el sismo dinámico cumple ahora con ser al menos el 85% del estático.

Los resultados de los 12 modos propios se pueden observar ver que tiene 99% de masa en X y un 90% en Y.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	2,645875	2,98E-13	0,76	1,178E-12	2,98E-13	0,76	1,178E-12	0,002266	2,422E-13	2,192E-06	0,002266	2,422E-13	2,192E-06
MODAL	Mode	2	1,900391	8,309E-06	1,882E-06	2,107E-10	8,309E-06	0,76	2,119E-10	1,705E-09	3,061E-10	0,89	0,002266	3,063E-10	0,89
MODAL	Mode	3	1,834466	0,8	1,016E-10	3,23E-09	0,8	0,76	3,441E-09	2,121E-10	2,036E-06	1,168E-05	0,002266	2,036E-06	0,89
MODAL	Mode	4	1,592359	0,19	4,59E-10	2,084E-09	0,99	0,76	5,526E-09	1,267E-09	2,014E-05	1,779E-07	0,002266	2,218E-05	0,89
MODAL	Mode	5	1,413489	1,808E-05	2,519E-06	1,159E-08	0,99	0,76	1,712E-08	5,318E-08	8,162E-10	0,01086	0,002266	2,218E-05	0,9
MODAL	Mode	6	1,269371	3,604E-07	1,907E-05	9,661E-10	0,99	0,76	1,809E-08	2,885E-08	8,502E-12	0,00885	0,002266	2,218E-05	0,99
MODAL	Mode	7	1,205565	0,003081	6,913E-09	2,58E-07	0,99	0,76	2,761E-07	1,927E-10	2,049E-06	4,837E-07	0,002266	2,423E-05	0,99
MODAL	Mode	8	1,055741	2,848E-06	8,434E-09	4,191E-08	0,99	0,76	3,18E-07	3,172E-07	5,109E-09	0,001964	0,002266	2,423E-05	0,99
MODAL	Mode	9	1,004295	1,757E-10	0,23	2,334E-12	0,99	0,99	3,18E-07	0,001034	6,874E-12	3,688E-06	0,0033	2,423E-05	0,99
MODAL	Mode	10	0,948826	0,0001237	4,264E-08	6,009E-08	0,99	0,99	3,781E-07	2,571E-08	9,121E-08	8,267E-08	0,0033	2,432E-05	0,99
MODAL	Mode	11	0,708208	1,91E-10	6,12E-06	2,785E-09	0,99	0,99	3,809E-07	6,596E-06	1,347E-11	0,0064	0,003306	2,432E-05	0,99
MODAL	Mode	12	0,660189	2,34E-08	7,164E-10	0,41	0,99	0,99	0,41	4,399E-06	4,161E-06	5,373E-09	0,003311	2,849E-05	0,99

Figura 4.2 Resultados

Fuente: SAP2000

En el primer modo se puede observar que en el eje Y participa un 76% de la masa participativa y luego de esto aparecen modos escurriós es decir modos sin masa participativa relevante ni en eje X ni en la dirección Y tampoco en la dirección z en el modo rotacional, aunque se puede observar en el tercer modo una participación de masa considerable. En el tercer modo aparece una masa participativa elevada de 80% en la dirección X se puede considerar el periodo fundamental en X como 1.83segundos que se le puede definir a la estructura muy flexible. Es importante que debemos acercarnos a un periodo que nos indica la normativa para prever estabilidad a la estructura cuyo periodo es de 0.39 segundos. los modos escurriós no tienen significación al no tener masa participativa estos periodos al comportamiento sísmico no son relevantes.

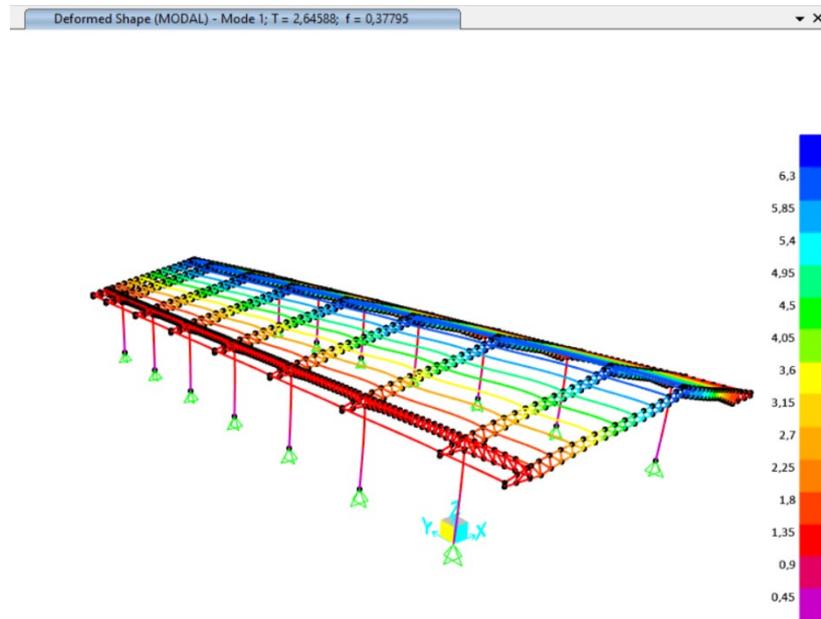


Figura 4.3 Modo 1 Translación $U_x = 76\%$

Fuente: SAP2000

En la **figura 4.3**, se muestra el comportamiento de la estructura ante la respuesta dinámica modal donde presenta mayor desplazamiento hacia el eje x con una más participativa de 76%, se puede observar que el pórtico más desfavorable en la ubicación de su cabeza columna no presentan deformaciones elevadas sino más bien mayor comportamiento deformable sobre la cubierta de la columna donde presentan rangos entre 3 a 6 cm.

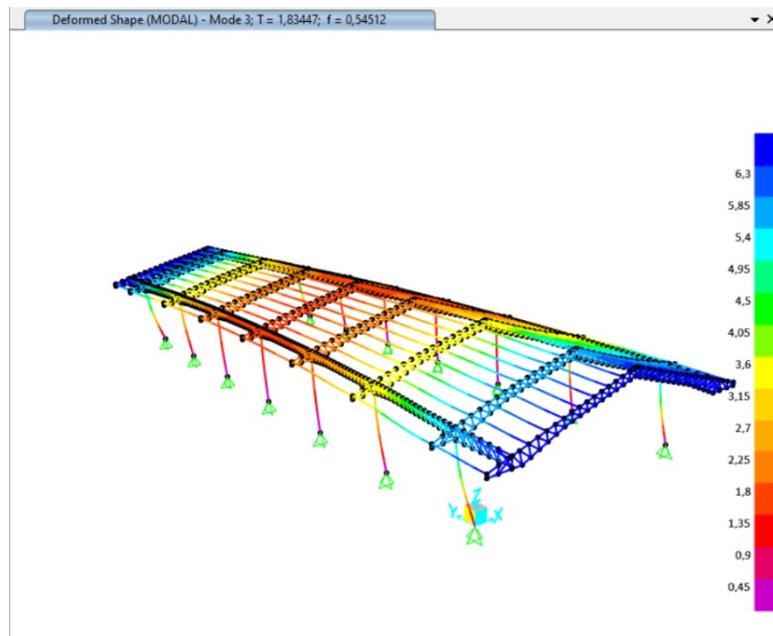


Figura 4.4 Modo 3 Translación $U_x = 88\%$

Fuente: SAP2000

En la **figura 4.4**, se muestra el comportamiento de la estructura ante la respuesta dinámica modal #3 donde presenta mayor desplazamiento hacia el eje x con una más participativa de 88%, se puede observar que el pórtico más desfavorable en la ubicación de su cabeza columna presentan deformaciones de 5 a 6 cm provocando inestabilidad a los pórticos y poniendo en riesgo las vidas.

4.1.3. Cumplimiento de Estados Límites de Servicio

Es un enfoque a la seguridad en el cálculo estructural preconizado por diversas normativas o códigos donde consiste en enumerar una serie de situaciones arriesgadas cuantificables mediante una magnitud y asegurar con un margen de seguridad razonable que la respuesta máxima favorable de la estructura en cada una de esas situaciones es superior a la exigencia real sobre la estructura.

4.1.3.1. Deformaciones Permisibles por Cargas Gravitacionales

En la siguiente tabla se observa los valores límites por dados por la internacional buildin y los resultados obtenidos en el análisis.

Tabla 4.4 Deformaciones permisibles por cargas inmediatas

Deformaciones permisibles por cargas inmediatas (International Building Code)			
Tipo de Carga	Limite	Limite (cm)	Resultado (cm) Sap2000
D + L	$L/180$	9.75	-19.29
Carga Viento I	$L/180$	9.75	7.94
Carga Viento II	$L/180$	9.75	7.94
Carga Viva	$L/180$	9.75	-14.68

Fuente: Elaboración propia

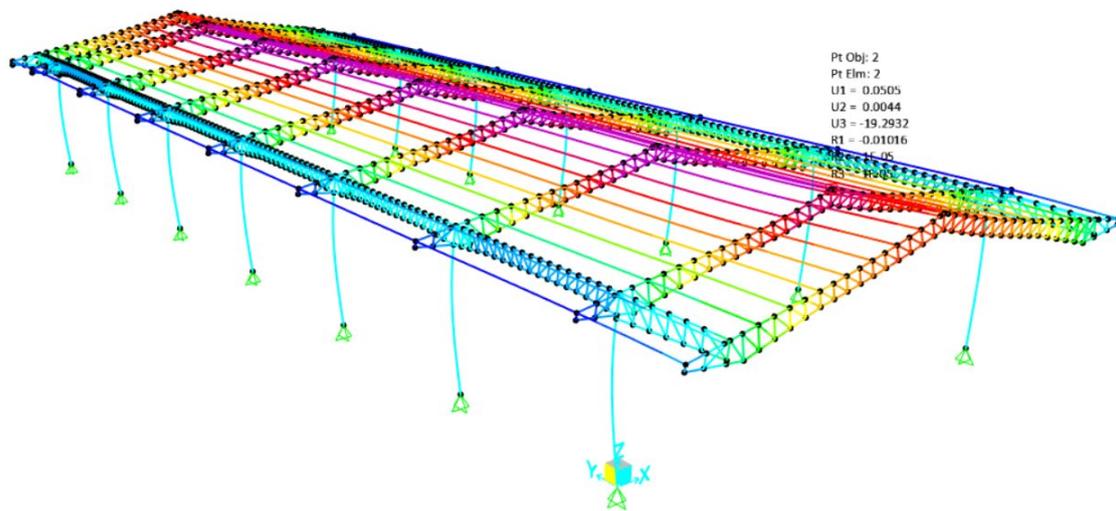


Figura 4.5 Deformación máxima para la combinación D + L

Fuente: SAP2000

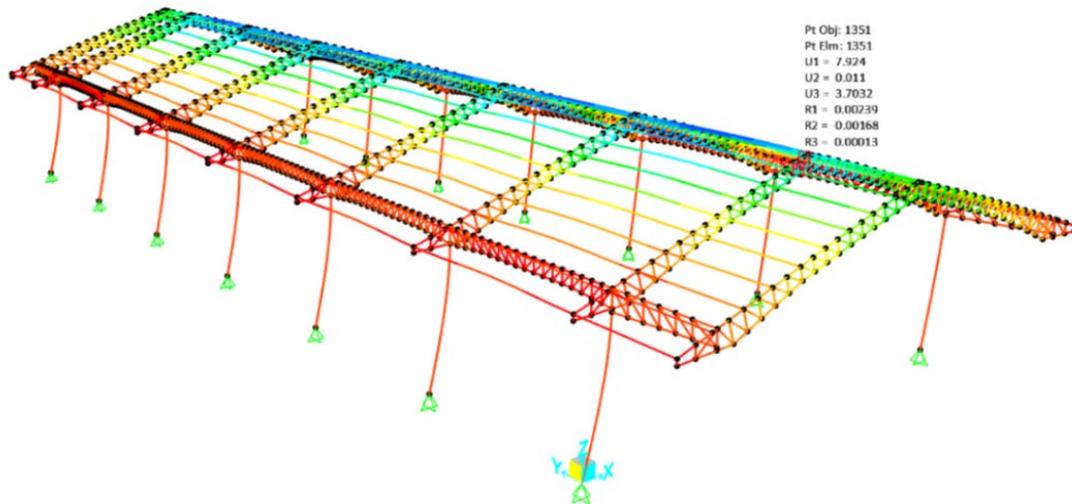


Figura 4.6 Deformación máxima para la combinación Viento Tipo

Fuente: SAP2000

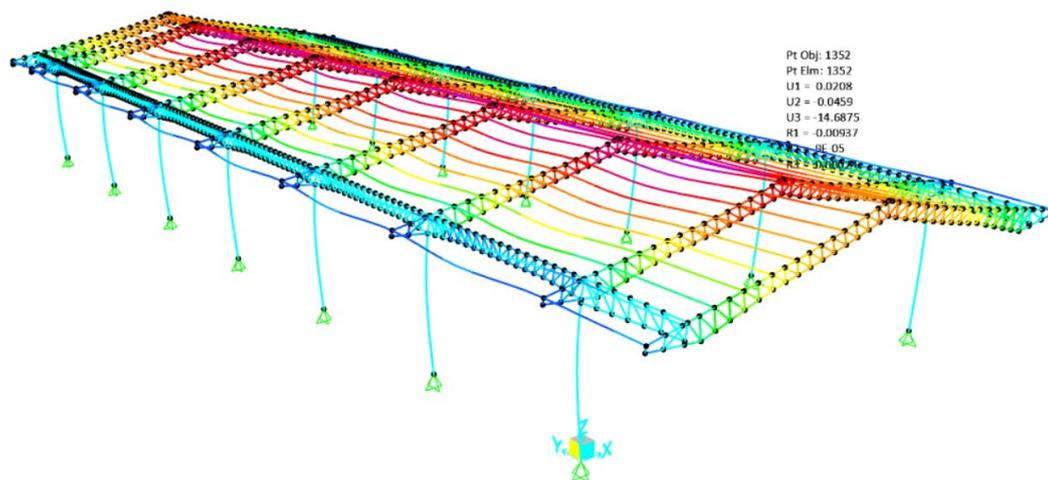


Figura 4.7 Deformación para carga viva

Fuente: SAP2000

4.1.3.2. Desplazamiento Lateral

Los valores límites para para las deformaciones horizontales o derivas de piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 7 y se utilizará el valor de la

respuesta máxima inelástica en desplazamiento Δ_M de la estructura, causada por el mismo diseño (NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, 2015).

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{Ecu. 24})$$

Donde

Δ_M : *Deriva máxima inelástica*

Δ_E = *Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas*

R = *Factor de reducción de resistencia*

Tabla 4.5 Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

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

Fuente: Elaboración propia

Sentido Eje X:

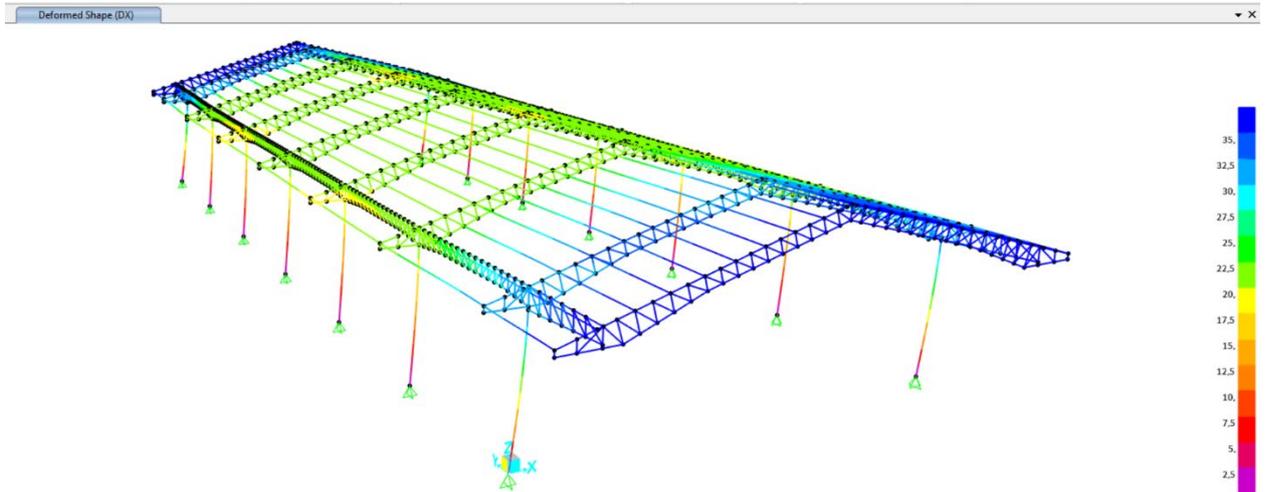


Figura 4.8 Desplazamiento lateral (Sentido eje X)

Fuente: SAP2000

En el sismo dinámico con respecto al eje x se puede observar en la figura que en la escala de colores llega a presentarse deformaciones de 35cm en los porticos criticos, y deformaciones en los porticos medios de 25 cm valores que con respecto a la normativa no estan dentro de limite.

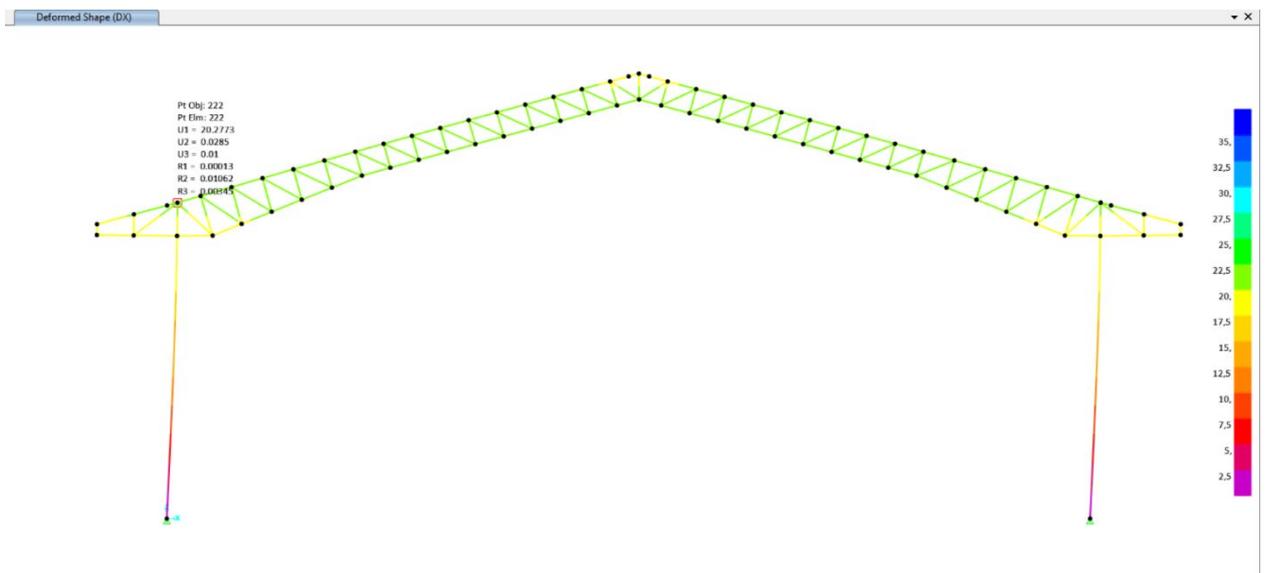


Figura 4.9 Sismo dinámico X

Fuente: SAP2000

En la **figura 4.9**, se observa para el caso sismo dinámico X la estructura tiene un desplazamiento de $U1 = 20.27$ cm, a continuación, se calcula la deriva inelástica máxima de la estructura.

$$\Delta_M = \frac{0.2027}{8.5} * 0.75 * 3 \leq 2\%$$

$$\Delta_M = \frac{0.2027}{8.5} * 0.75 * 3 \leq 2\%$$

$$\Delta_M = \frac{0.2027}{8.5} * 0.75 * 3 = 5.36 \% \leq 2\%$$

El valor calculado de 5.36%, pasa el límite normativo es decir una deriva muy grande que puede afectar la estabilidad de la estructura y la integridad de sus ocupantes.

Sentido Eje Y:

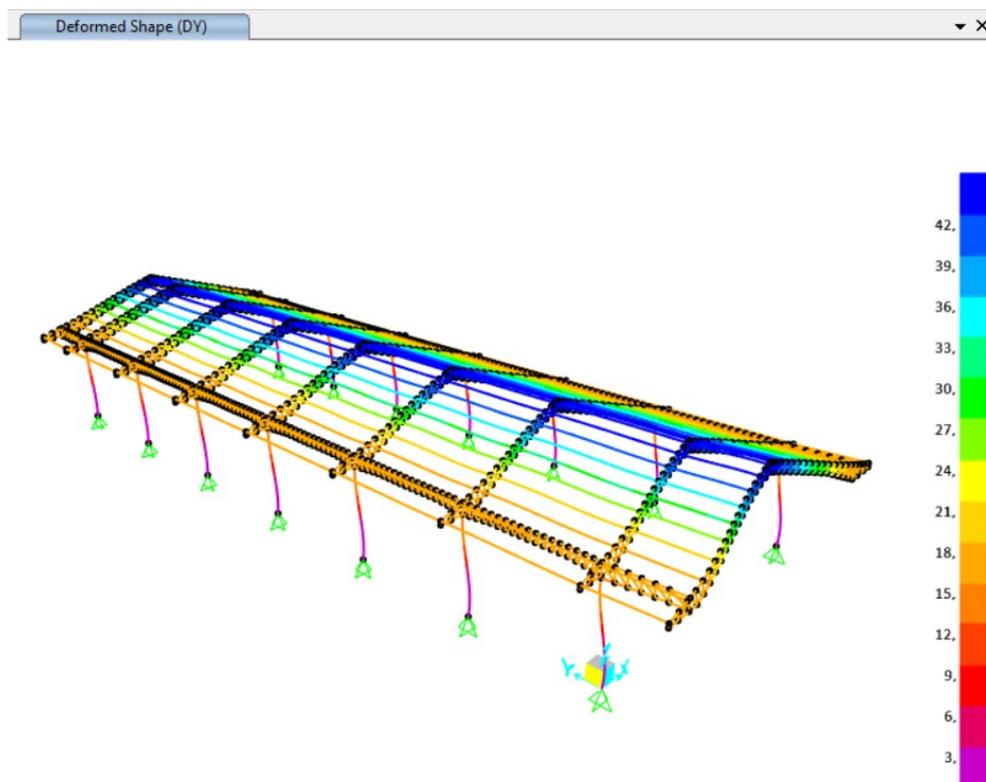


Figura 4.10 Desplazamiento lateral (Sentido eje Y)

Fuente: SAP2000

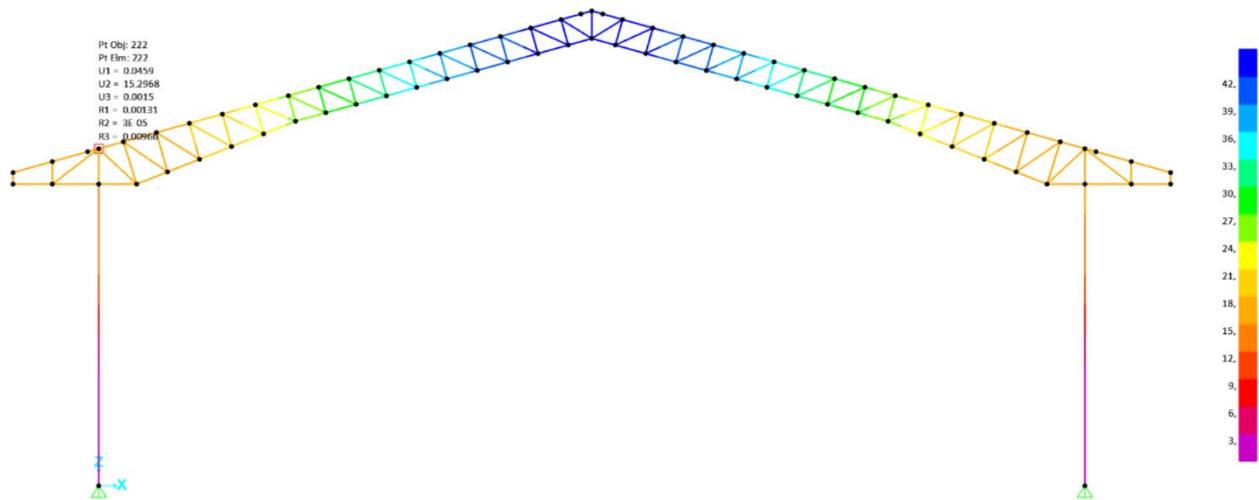


Figura 4.11 Desplazamiento en el sentido Y, de la estructura

Fuente: SAP2000

En la **figura 4.11**, se observa para el caso sismo dinámico modal Y la estructura tiene un desplazamiento de $U_2 = 15.29\text{cm}$.

4.1.4. Esfuerzos en Elementos

De acuerdo a los diferentes casos de cargas, está sometida la estructura. Se muestran los esfuerzos axiales de los elementos estructurales de la nave industrial en su comportamiento dinámico con respecto al eje X, en el programan se puede observar los valores los que trabajan los diferentes elementos estructurales como en este caso nuestra columna está soportando una fuerza axial de 1203.08 kgf/m .

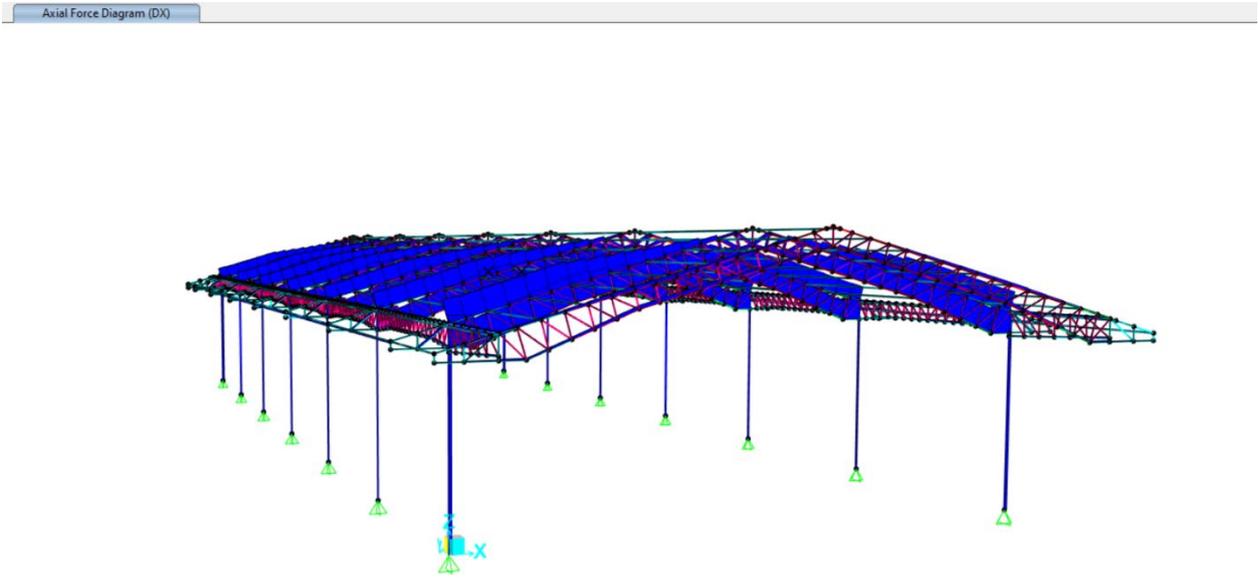


Figura 4.12 Esfuerzos axiales (a)

Fuente: SAP2000

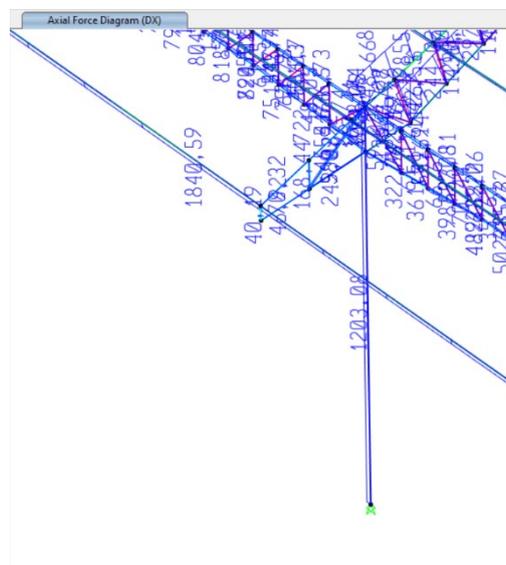


Figura 4.13 Esfuerzos axiales (b)

Fuente: SAP2000

Así mismo, se muestra en la figura los momentos al estar sometido al sismo dinámico X.

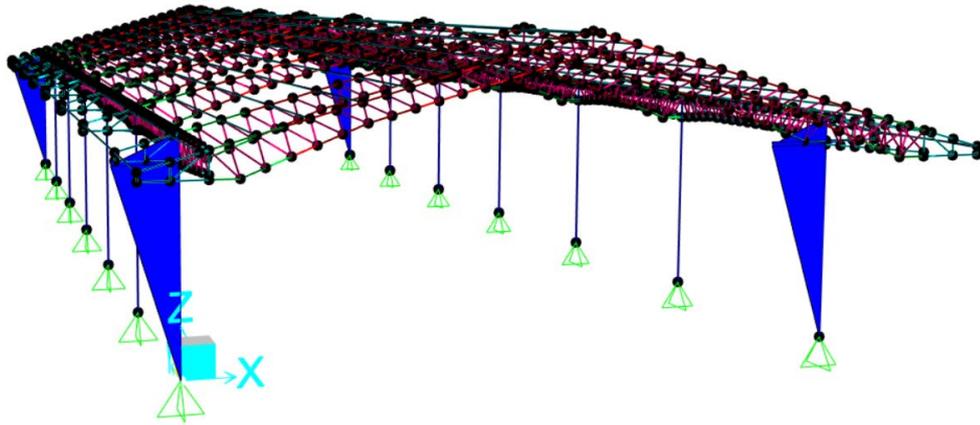


Figura 4.14 Sismo dinámico X

Fuente: SAP2000

Como era de esperarse, los elementos estructurales que sufren más esfuerzos son los que soportan las vigas ménsulas para así mismo soportar la cercha volado de la estructura soportando momentos en la cabeza de la columna de 8 toneladas.

Para el análisis de la influencia que ejercen los valores de las solicitaciones máximas en la seguridad sísmica estructural, se presentan los códigos de diseño, y los factores utilizados para el análisis global, el método de análisis con el tipo de longitud efectiva, el sistema presente es un OMF, según se observa.

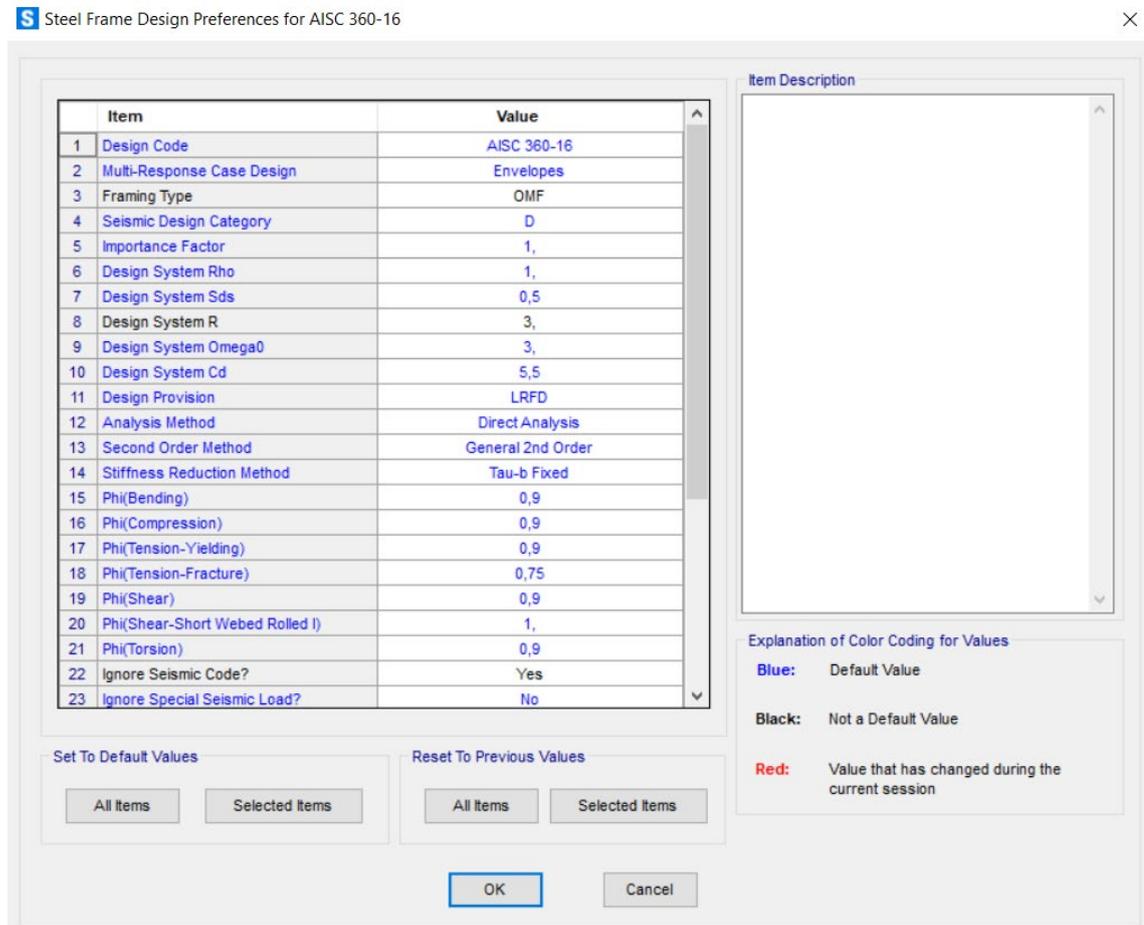


Figura 4.15 OMF

Fuente: SAP2000

La relación Demanda/Capacidad (D/C), entiendo por demanda a las solicitaciones (fuerzas) que inciden sobre el elemento de análisis y por capacidad a la resistencia asociada a la solicitación, tracción, compresión, etc.

Esta relación nos indica que tan cercano se encuentra el elemento a exceder su capacidad, es decir si la ratio $D/C > 1.00$ significa que el elemento estará sometido a solicitaciones mayores a la que es capaz de soportar siendo un dimensionado deficiente.

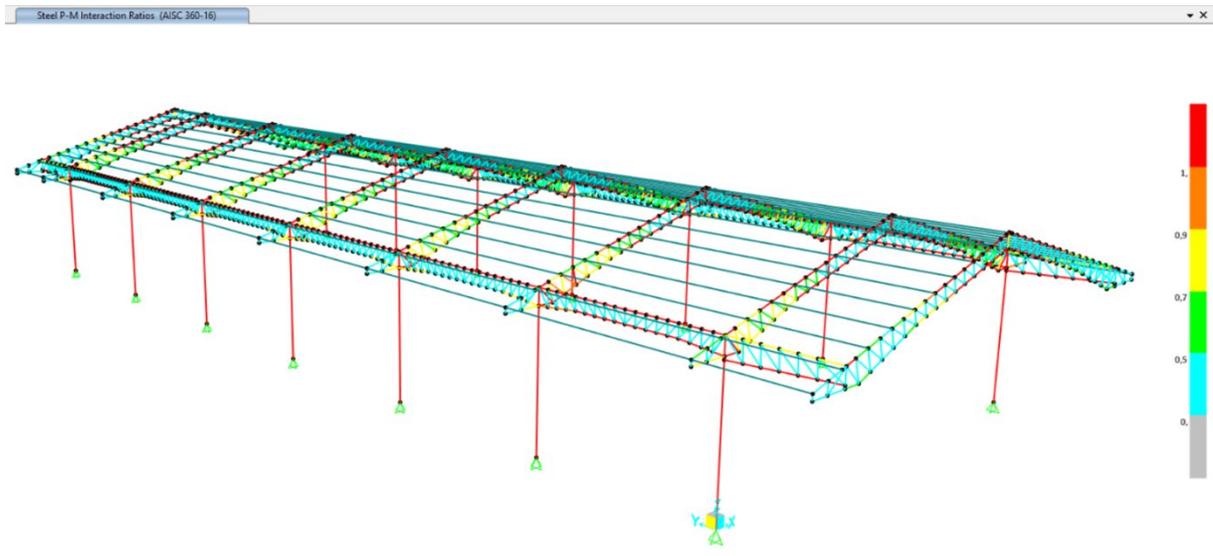


Figura 4.16 Cubierta (a)

Fuente: SAP2000

Existen muchos elementos de la cubierta que están sobre esforzados y no cumple con la relación demanda vs capacidad. Pero lo más preocupante se observa que todas las columnas han superado su capacidad de trabajo pronosticando un colapso total de la estructura.

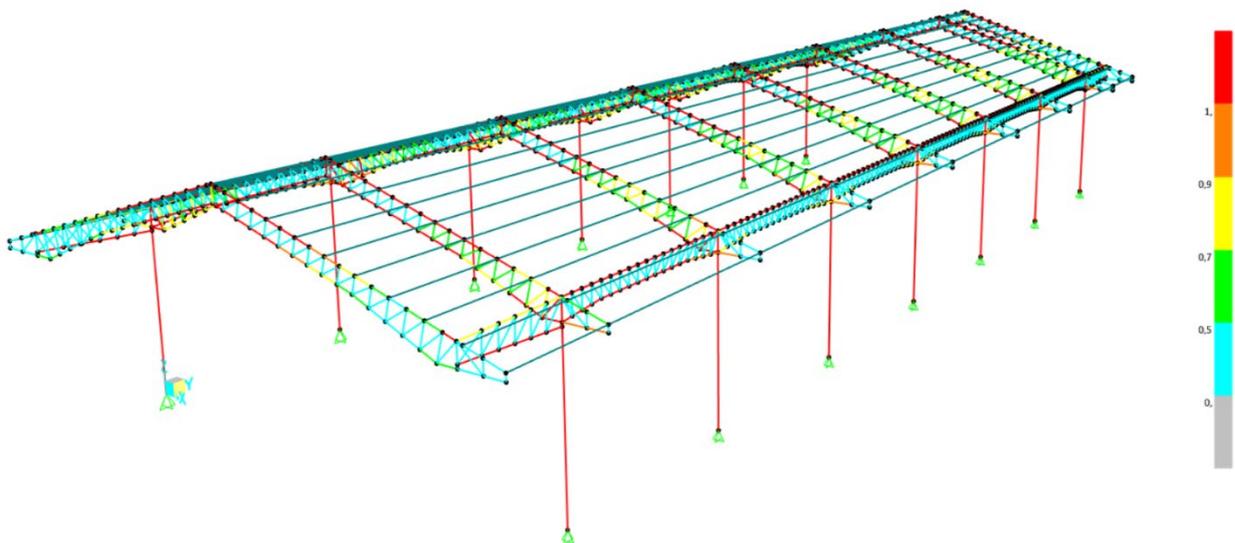


Figura 4.17 Cubierta (b)

Fuente: SAP2000

4.2. Refuerzo de la Estructura

En el caso preliminar de la nave industrial del mercado plaza bicentenario nos indica que hay que reforzar la estructura, debido a que no cumple con los criterios analizados al presentarse deflexiones mayores permitidas por las normas por lo tanto una de las posibilidades para poder definir estabilidad al sistema estructural, es la utilización de rigidizadores que aumentan la capacidad del sistema en indagar en el momento plástico de los miembros, existen varias estrategias para llegar a modelarlos, en este caso se presentan los arriostres metálicos en forma de X, distribuidas para que trabajen a tracción y compresión ante cargas laterales, también se vio necesario la utilización de placas ubicadas en la unión cercha columna estas placas son de acero A 36 con un grosor de 3mm.

4.2.1. Ejecución del Modelado de Sistema de Reforzamiento Estructural en SAP200

En este punto se modelará la solución para mejorar la estabilidad nave industrial de igual manera para su posterior análisis de demanda de las distintas secciones que forman la estructura, esto ingresando los factores calculados con anterioridad. Se debe destacar que el análisis estructural en Sap2000 nos permitirá visualizar si se corrigieron las secciones trabajan con más demanda, esto con la finalidad de promover seguridad a la estructura y sus ocupantes.

4.2.2. Sistema de Reforzamiento Estructural

Se empleará arriostramientos metálicos concéntrico implica que los extremos de la riostra están conectados al nodo o unión del marco. Con los arriostramientos concéntricos podemos aumentar la rigidez de la estructura y reducir la deriva lateral.

4.2.2.1 Definiciones de los Elementos Estructurales

Tabla 4.6 Elementos estructurales

Elemento estructural	B (cm)	H (cm)	e (cm)	cm2	Observaciones
Pórticos					
Columnas	20	25	0.4		Tipo de Acero A-36 Tubo de acero rectangular relleno con HoA
Cercha Principal					
TB50x50x2mm	5	5	0.2		
TB75x75x4mm	7.5	7.5	0.4		
Cercha Secundaria					
TB50x50x2mm	5	5	0.2		
TB75x75x2mm	7.5	7.5	0.2		
Volados					

TB50x50x3mm	5	5	0.3		Tipo de Acero A-36 Tubo de acerorectangular
TB100x100x3mm	10	10	0.3		
Cubierta Metálica					
2C150x50x3mm	15	10	0.3		Tipo de Acero A-36 correas
Steel Panel 0.4 mm					
Reforzamiento					
TB250x200x4mm	25	20	0.4		Arriostramiento horizontal
TB200x100x3mm	20	10	0.3		Arriostramientos diagonales
Placas			0.4	4210	Placas

Fuente: Elaboración propia

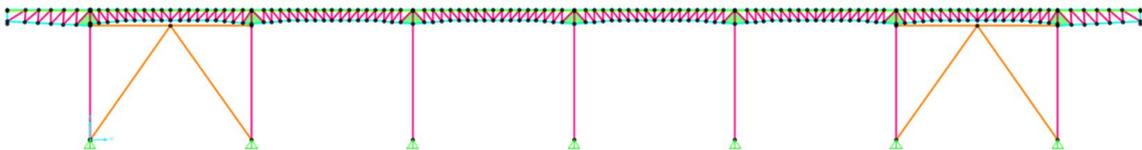


Figura 4.18 Elementos estructurales

Fuente: SAP2000

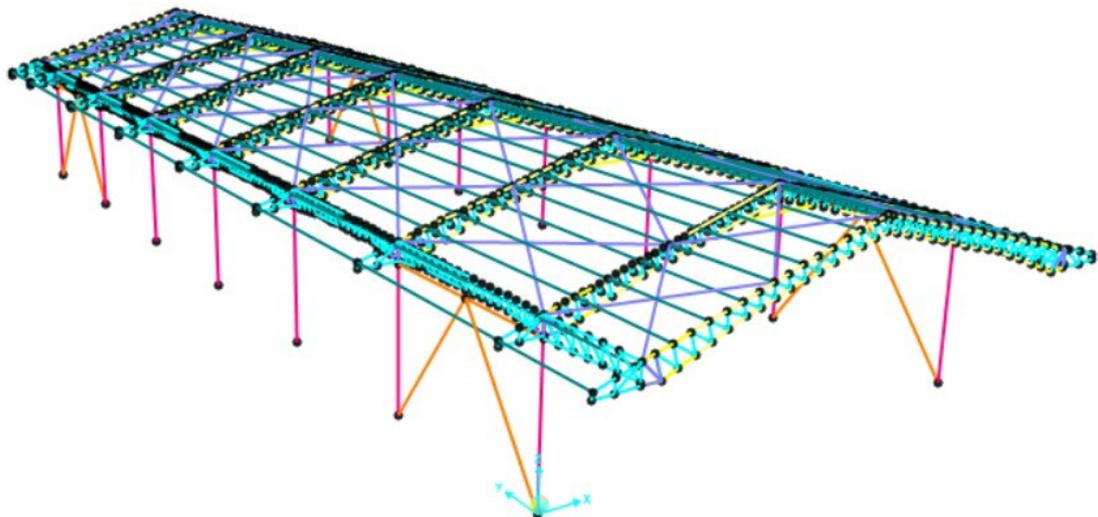


Figura 4.19 Cubierta (c)

Fuente: SAP2000

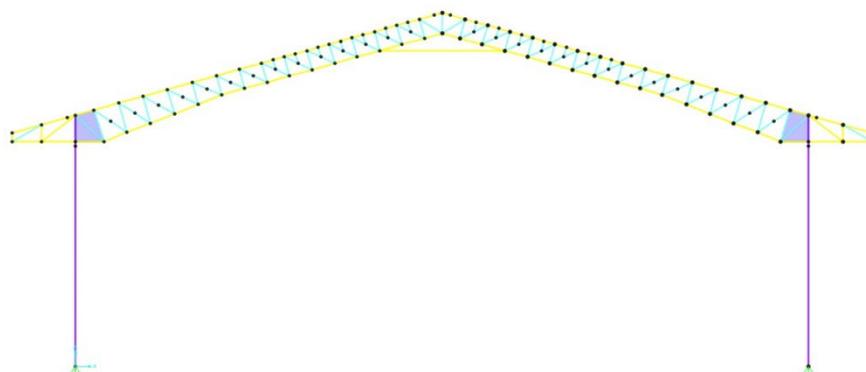


Figura 4.20 Pórtico tipo

Fuente: SAP2000

4.2.2.2 Participación Modal de las Masas

En el NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente (2015), la participación de una masa modal acumulada debe ser al menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales consideradas, en este caso se consideraron 12 modos de vibración.

Tabla 4.7 Proporción de participación de carga modal

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	0.9929	99,8319
MODAL	Acceleration	UY	99,0927	8,431
MODAL	Acceleration	UZ	96,75	25.5009

Fuente: SAP2000

4.2.2.3 Comparación de Análisis Dinámico con el Análisis Estático

Este análisis está establecido por la NEC-SE-DS (2015), el cual hará uso del espectro sísmico de respuesta elástico de aceleraciones, donde se debe comprobar que el ajuste del cortante basal que se obtiene de la base de la estructura no debe ser menor al 85% del cortante basal estático para estructuras regulares.

Tabla 4.8 Análisis dinámico-Análisis estático

TABLE: Base Reactions

<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>	<i>GlobalFY</i>	<i>GlobalFZ</i>	<i>GlobalMX</i>	<i>GlobalMY</i>
<i>Text</i>	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
<i>SX</i>	LinStatic		-23366,02	-2,191E-10	3,461E-08	0,000000943	-156923,7
<i>SY</i>	LinStatic		-1,154E-09	-23366,02	2,066E-09	156923,7	-8,446E-09
<i>DX</i>	LinRespSpec	Max	23822,47	0,95	8,03	249,98	150049,77
<i>DY</i>	LinRespSpec	Max	2,6	23538,97	163,4	180613,78	1433,39

Fuente: SAP2000

Al comparar los valores tanto en x como en y, se puede observar que el sismo dinámico cumple ahora con ser al menos el 85% del estático.

Los resultados de los 12 modos propios se pueden observar ver que tiene 99% de masa en X y un 90% en Y.

Los periodos obtenidos del análisis modal de la estructura (ver **Figura 3.51**) son los siguientes:

Units: As Noted		Modal Participating Mass Ratios								
Filter:										
	<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>StepNum</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>UZ</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>SumUZ</i>
		<i>Text</i>	<i>Unitless</i>	<i>Sec</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>
▶	MODAL	Mode	1	0.867315	0.992796	6.071E-09	9.964E-09	0.992796	6.071E-09	9.964E-09
	MODAL	Mode	2	0.72623	0.000157	3.99E-09	3.843E-08	0.992953	1.006E-08	4.839E-08
	MODAL	Mode	3	0.590971	3.914E-08	0.586196	1.651E-07	0.992953	0.586196	2.135E-07
	MODAL	Mode	4	0.488034	1.078E-07	0.029233	4.549E-07	0.992953	0.615429	6.684E-07
	MODAL	Mode	5	0.484404	1.597E-07	1.452E-06	0.045135	0.992953	0.615431	0.045135
	MODAL	Mode	6	0.35147	0.000499	3.064E-08	1.6E-05	0.993452	0.615431	0.045151
	MODAL	Mode	7	0.346326	1.997E-06	1.533E-07	7E-05	0.993454	0.615431	0.045221
	MODAL	Mode	8	0.332461	3.053E-07	4.443E-07	0.001171	0.993454	0.615432	0.046392
	MODAL	Mode	9	0.329571	4.433E-07	3.713E-07	0.407083	0.993455	0.615432	0.453475
	MODAL	Mode	10	0.307342	1.562E-06	0.002239	0.000173	0.993456	0.617671	0.453648
	MODAL	Mode	11	0.269907	8.996E-06	2.6E-05	0.005375	0.993465	0.617696	0.459023
	MODAL	Mode	12	0.259457	9.165E-06	2.4E-05	0.010502	0.993475	0.617721	0.469525

Figura 4.21 Periodos del análisis modal de la estructura

Fuente: SAP2000

Modo 1: Traslación en eje X, $U_x=99.27\%$, $U_z=0\%$, $T_n=0.86$ s

En el modo 1, se observa que existe traslación de la estructura en dirección X, con aproximadamente el 99.27% de la masa trasnacional del primer modo. También se puede observar que el periodo de la estructura se redujo hasta $T=0.867$ s. Debido a la incorporación de los arrostramientos colocados en los pórticos laterales de la estructura.

Lo ideal es que la estructura traslade más del 90% de la masa trasnacional en ambas direcciones X e Y, en este caso una vez realizado el reforzamiento cumplimos para una sola dirección X de la estructura es mayor al 90%.

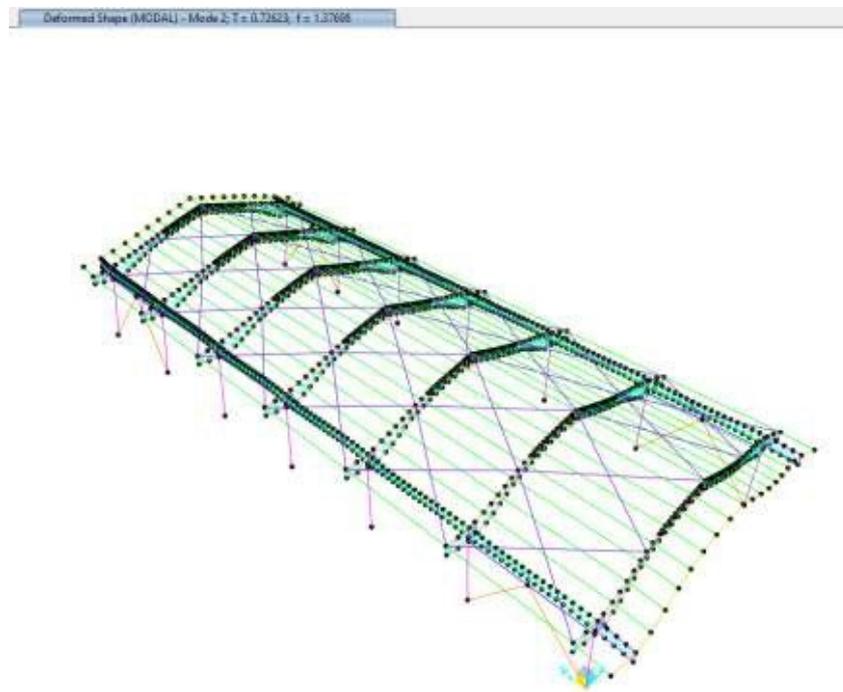


Figura 4.22 Modo 2: Torsión, $T_{ny}=0.726s$

Fuente: SAP2000

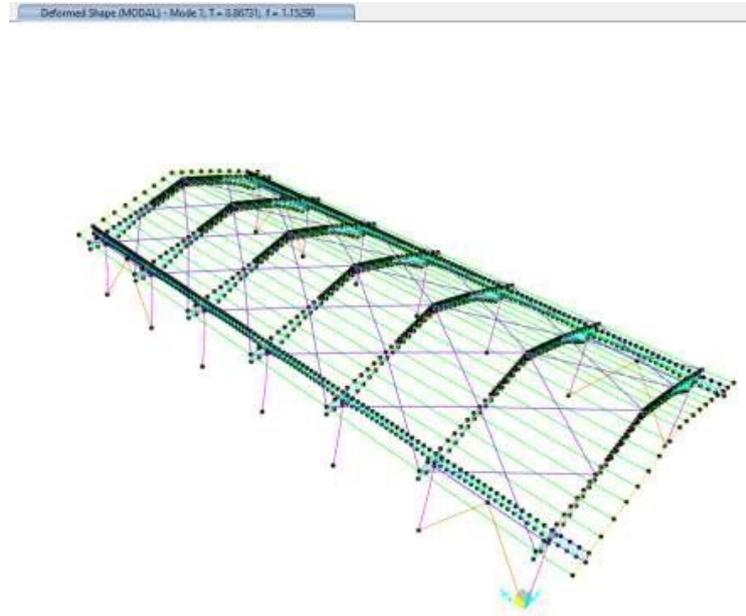


Figura 4.23 Modo 1: Torsión, $T_{ny}=0.867s$

Fuente: SAP2000

4.2.3. Cumplimiento de Estados Límites de Servicio

4.2.3.1. Desplazamiento Lateral

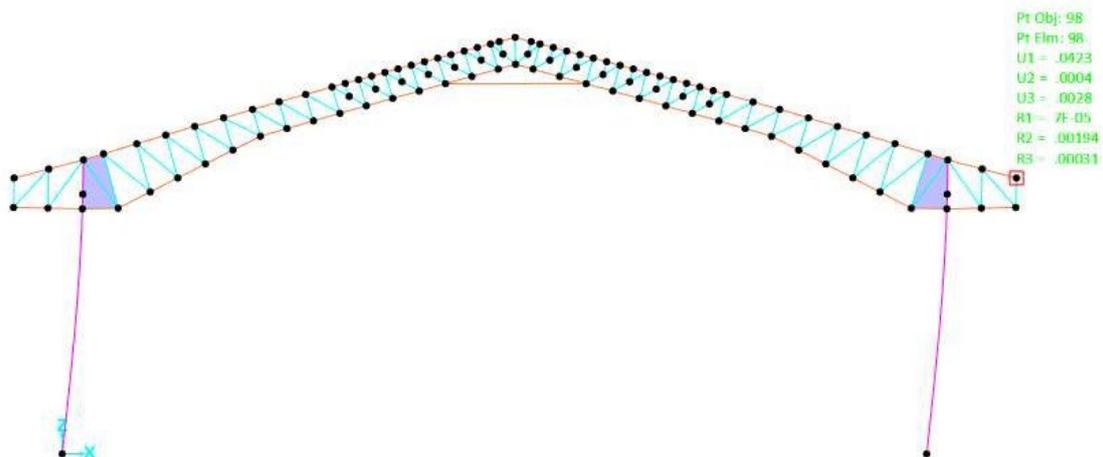


Figura 4.24 Modo 1: Torsión, $T_{ny}=0.867s$

Fuente: SAP2000

En la **Figura 4.24**, se observa para el caso sismo x la estructura tiene un desplazamiento de $U1= 4.23$ cm, a continuación, se calcula la deriva inelástica máxima de la estructura como sigue:

$$\Delta m = \frac{0.0423}{6.0} * 0.75 * 3.25 = 1.14\% < 2\%$$

El valor calculado es de 1.14%, por debajo del límite normativo, es decir, una se redujo la deriva que tenía inicialmente.

Los desplazamientos relativos de columnas o muros entre sus niveles serán:

$\Delta perm = H/500$ [m] elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos.

$\Delta perm = H/240$ [m] cuando existen elementos no estructurales incapaces de soportar deformaciones apreciables.

Entonces, el desplazamiento permisible que rige el diseño es $\Delta perm = 600/240 = 2.5\text{cm}$.

En la **Figura 4.24**, el desplazamiento es de $\Delta calc = 1.34\text{ cm}$, menor al valor permisible, por lo tanto, cumple con el desplazamiento lateral.

4.2.3.2. Deformaciones Permisibles por Cargas Gravitacionales

Deformaciones verticales:

Las deflexiones en el centro de las vigas, incluyendo efectos a largo plazo, deberán ser menores que la permisible:

$\Delta perm = L/240$ [m], cuando no existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables.

$\Delta perm = L/480$ [m], cuando existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables.

Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplican.

En la **Figura 4.24**, se muestra la deformación máxima de la cubierta bajo la combinación (D+L) es de $\Delta cal = 1.84\text{ cm}$.

La deflexión permisible que rige el diseño es de $\Delta perm = L/240 = 8.5/240 = 3.54\text{cm}$, es decir, $\Delta cal < \Delta perm$ la estructura cumple con las deflexiones permisibles.

4.2.3.3. Relación Demanda-Capacidad

En la Figura 3.55 se puede observar que los cordones superior e inferior de la cubierta están cumpliendo con la relación demanda capacidad, sin embargo, las columnas están en su límite de resistencia.

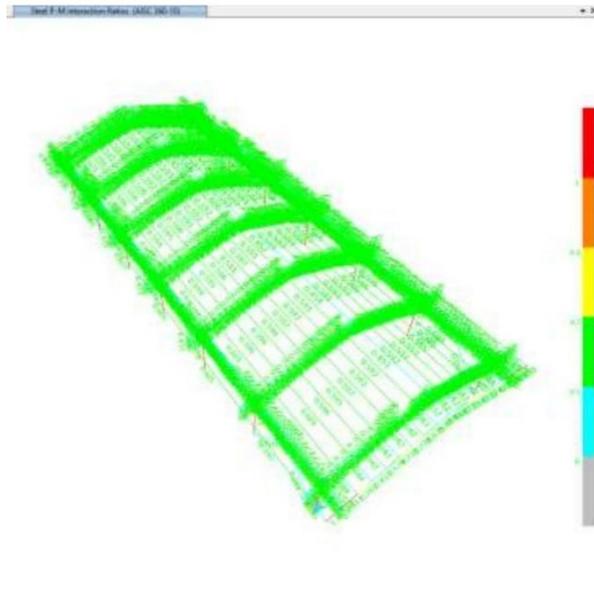


Figura 4.25 Modo 1: Torsión, $T_{ny}=0.867s$

Fuente: SAP2000

CONCLUSIONES

- Se levanta el modelo en software comercial, se determinan las cargas según normativa y se obtiene el análisis y comportamiento estructural de la nave industrial, además, se comprueba el diseño de los diferentes elementos, así como, las descargas al suelo.
- La nave industrial analizada no cumple con criterios y exigencia sismorresistente estipulados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- Al ser los desplazamientos y en consecuencia sus derivas mayores a las máximas permitidas para este tipo de estructuras, ante eventos sísmico recurrentes, la nave pasa al rango inelástico incluso al plástico y su nivel de desempeño no garantizará, un mínimo nivel de seguridad de vida ni estabilidad estructural.
- Por otro lado, si la estructura no colapsa, y se deformara ante eventos sísmicos recurrentes y entra en el rango inelástico, presentará deformaciones residuales, es decir serán visibles desplomes, daños estructurales en los elementos, y las condiciones de servicio y uso no serán las mejores, el nivel de vulnerabilidad aumentará notablemente.
- Es indispensable disminuir la elasticidad de la estructura, es concluyente que los volúmenes que se conforman entre pórticos celosías son deformables en las dos direcciones “X” como “Y”, por tanto, la solución de reforzamiento fue introducir arrostros concéntricos en forma de V invertida en ambos pórticos laterales y se reforzó la viga principal de cubierta con placas de acero en los extremos para darle mayor capacidad a la conexión, con lo que se disminuyen significativamente las derivas y desplazamientos. Con este reforzamiento a la estructura, estaremos garantizando la vida de sus ocupantes.
- Una vez realizado el reforzamiento de la estructura de cubierta incorporando los arrostros laterales se pudieron reducir los periodos de la estructura a $T=0.88$ seg. La distorsión calculada de la estructura es de $1.14\% < 2\%$ por debajo del límite normativo, lo que se espera con esto es que no haya daño en elementos no estructurales. Adicionalmente, la estructura cumple con desplazamientos laterales, y deflexiones verticales permisibles los valores calculados se muestran a continuación:
 $\Delta_{perm} = 600/240 = 2.5\text{cm} > 1.4\text{ cm}$, desplazamiento lateral.
 $\Delta_{perm} = L/240 = 8.5/240 = 3.54\text{cm} > 1.84\text{ cm}$, deflexión vertical.

- El aumento en volúmenes de obra con la implementación de los concéntricos en forma de V invertida en ambos pórticos laterales no es significativo, no encárese la obra, pero si le da mucha seguridad.

RECOMENDACIONES

- Es indispensable realizar el reforzamiento de la nave industrial para disminuir su vulnerabilidad.
- Los trabajos de reforzamiento deben ser implementados por personal calificado, considerar que al dar temperatura a los elementos estructurales estos pueden fracasar y llevar a los colapsos parciales.
- Por ningún concepto puede darse uso la nave industrial en condiciones actuales, es decir sin reforzamiento, no se garantiza seguridad de vida

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., Del Castillo, F., Mizobe, J., & Mendoza, P. (2016). Rehabilitación de edificio afectado por el terremoto del 16 de abril de 2016 de Ecuador en la ULEAM. *Revista Gaceta Técnica*, 15(1), 9–22.
- AISC 341-16, (2018).
- Chang, G. E., & Suárez, D. S. (2015). *Desarrollo de una guía de aplicación del capítulo de peligro sísmico y requisito de diseño sismorresistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)*. Universidad de las Fuerzas Armadas. Sangolquí, Ecuador.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (4ª ed.). Pearson Educación.
- Cobo, J. E., & Jácome, N. E. (2022). *Aplicación conceptual de los criterios de diseño estructural en casos de incendio por implementar en la Norma Ecuatoriana de la Construcción al caso de un edificio modelo de acero de cinco plantas, y comparación con las estructura sin requerimientos contra incendio*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Quito, Ecuador. <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/21075>
- Gómez, A., & Hernández, P. (2015). Determinación de la Carga por Viento Extremo en Naves con Cubiertas a Dos Aguas. *Revista de Arquitectura e Ingeniería de Matanzas*, 9(1), 1–47.
- Kassimali, A. (2015). *Análisis Estructural* (5ª ed.). Cengage Learning.
- Loachamin, D., Guerrero, D., Freire, A., & Guerrón, M. (2021). Análisis técnico-económico de naves industriales mediante interpolación no lineal de Lagrange. *Revista Técnica de Ingeniería Universidad del Zulia*, 44(2), 104–116. <https://doi.org/https://doi.org/10.22209/rt.v44n2a05>
- McCormac, J. C., & Csernak. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (5ª ed.). Alfaomega Grupo Editor.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, 1 (2011).
- NEC: Peligro sísmico-Diseño sismo resistente, (2015).
- Newman, A. (2003). *Metal Building Systems: Design and Specifications* (2ª ed.). McGraw-Hill

Professional.

- Novacero. (2019). Acero Del Futuro-Novacero. En *Novacero*. https://www.novacero.com/wp-content/uploads/2021/05/NOVACERO-BROCHURE_090719_HR.pdf
- Ortiz, L. R. (2018). *Análisis y Diseño de un Galpón Metálico en el programa SAP 2000, bajo las normas del AISC-360 y la NEC-15, ubicado en el km 1 1/2 vía Durán Jujan, en el cantón Durán, de la Provincia del Guayas*. Universidad de Guayaquil. Guayaquil, Ecuador.
- Serrano, A. K., Muyulema, J. C., Usca, R. B., & González, M. M. (2019). Aplicación de la metodología STAR para el análisis del riesgo sísmico de la provincia Bolívar-Ecuador. *Ciencia Digital*, 3(4), 227–249. <https://doi.org/10.33262/cienciadigital.v3i4.968>
- Vázquez, M., & López, E. (2001). *El Método de los Elementos Finitos aplicado al análisis estructural*. Editorial Noela.
- Wilson, E. L. (2008). *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras: Un enfoque físico con énfasis en la ingeniería sísmica* (4ª ed.).
- Withers, P. J., Turski, M., Edwards, L., Bouchard, P. J., & Buttle, D. J. (2008). Recent advances in residual stress measurement. *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, 85(3), 118–127. <https://doi.org/10.1016/j.ijpvp.2007.10.007>