

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“Análisis de metodologías ASD y LRFD para el diseño de los
elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis -
Huánuco - 2022”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

AUTOR: Escandón Munguía, Víctor Raúl

ASESOR: Lambruschini Espinoza, Reyder Alexander

HUÁNUCO – PERÚ

2023

U

D

H



UDH
UNIVERSIDAD DE HUANUCO
<http://www.udh.edu.pe>

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Proyectos civiles

AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2018-2019)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título

Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 47791596

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 45250659

Grado/Título: Título oficial de máster universitario en ingeniería hidráulica y medio ambiente

Código ORCID: 0000-0003-0701-2621

DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Maestro en ingeniería de sistemas e informática con mención en: gerencia de sistemas y tecnologías de información	40895876	0000-0001-7920-1304
2	Guarniz Flores, Joel Luis	Maestro en ingeniería, con mención en: gestión ambiental y desarrollo sostenible	46064394	0000-0003-1651-8683
3	Abal Garcia, Hamilton Denniss	Maestro en gerencia pública	43962001	0000-0002-8378-9152



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO (A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 15:30 horas del día 27 del mes de ENERO del año 2023, en el Auditorio de la Facultad de Ingeniería, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron el **Jurado Calificador** integrado por los docentes:

MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS (Presidente)

MG. JOEL LUIS GUARNIZ FLORES (Secretario)

MG. HAMILTON D. ABAL GARZA (Vocal)

Nombrados mediante la Resolución N° 011-2023-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada:

"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE COS ELEMEN-
TOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO - 2022

", presentado por el (la) Bachiller VICTOR RAUL ESCANDON MUNGUA para optar el Título Profesional de Ingeniero (a) Civil.

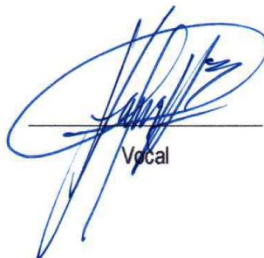
Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo (a) APROBADO por UNANIMIDAD con el calificativo cuantitativo de 1.3 y cualitativo de SUFICIENTE (Art. 47)

Siendo las 16:15 horas del día 27 del mes de ENERO del año 2023, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.


Presidente


Secretario


Vocal



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

Yo, **M.Sc. Ing. Reyder Alexander Lambruschini Espinoza**, asesor del PA Ingeniería Civil y designado mediante **RESOLUCIÓN N° 1298-2019-D-FI-UDH** del estudiante Bach. **ESCANDÓN MUNGUÍA, VÍCTOR RAÚL** de la investigación titulada, **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO - 2022"**.

Puedo constar que la misma tiene un índice de similitud del 21% verificable en el reporte final de análisis de originalidad mediante el Software Antiplagio Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Adjunto captura del Turnitin con fecha actualizada.

Huánuco, 08 de Febrero de 2023

M. Sc. Ing. Reyder Alexander Lambruschini Espinoza
DNI N° 45250659

Código ORCID: 0000-0003-0701-2621

ESCANDÓN MUNGUÍA - 1ERA REVISIÓN POST SUSTENTACIÓN

INFORME DE ORIGINALIDAD

21%	22%	1%	4%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	14%
2	repositorio.udh.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	distancia.udh.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	1library.co Fuente de Internet	<1%
7	repositorio.uladech.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1%
9	repositorio.puce.edu.ec Fuente de Internet	<1%



APELLIDOS Y NOMBRES: LAMBRUSCHINI
ESPINOZA REYDER, ALEXANDER
DNI N° 45250658
CODIGO ORCID N° 0000-0003-0701-2621

DEDICATORIA

Dedicarles la tesis a mi mamá y mi papá por ser esas personas que constantemente me brindaron su aliento en todo instante, su entendimiento, enseñanza e inteligencia. A mi hermano por darme continuamente sus consejos en instantes importantes y así como esas personas que me han acompañado durante mi la carrera profesional, compañeros, amigos, a mi asesor de tesis y compañeros de trabajo; así como todos esos que participaron de forma indirecta e de forma directa en la preparación de la presente tesis.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis docentes de la Universidad de Huánuco por su tiempo que dedicaron para hacer de mí una mejor persona, de igual forma a la Universidad Huánuco por ser mi alma mater.

A mi asesor al Mg. Lambruschini Espinoza Reyder Alexander por su constante apoyo, asesoría y brindarme los conocimientos para poder hacer posible la tesis denominada “Análisis de metodologías de diseño ASD y LRFD para un almacén metálico, en el distrito de Amarilis, 2021”

Y a todos mis compañeros y mis padres que tuvieron una participación ya sea indirecta o directa para la elaboración de la tesis.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
RESUMEN	XI
ABSTRACT	XIII
INTRODUCCIÓN	XIV
CAPÍTULO I	16
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	16
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	16
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	18
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	18
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	18
1.3. OBJETIVOS	18
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	18
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.4.1. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	19
1.4.2. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	19
1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA	19
1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	20
1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN	20
CAPÍTULO II	21
MARCO TEÓRICO	21
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	21
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	21
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	23
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES	25
2.2. BASES TEÓRICAS	25
2.2.1. DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	25

2.2.2. CONEXIONES METÁLICAS.....	38
2.2.3. DISEÑO SÍSMICO:.....	43
2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	66
2.4. HIPÓTESIS	68
2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	68
2.5. VARIABLES	68
2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE	68
2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE	69
2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	70
CAPÍTULO III.....	71
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	71
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	71
3.1.1. ENFOQUE	71
3.1.2. ALCANCE O NIVEL	71
3.1.3. DISEÑO	71
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA	72
3.2.1. POBLACIÓN	72
3.2.2. MUESTRA	72
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS ...	72
3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS	72
3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS	74
3.4. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS..	75
CAPÍTULO IV.....	76
RESULTADOS.....	76
4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS	76
4.1.1. DATOS GENERALES.....	76
4.1.2. ESTUDIO DEL LUGAR.....	76
4.1.3. CARGAS DE DISEÑO	77
4.1.4. PREDIMENSIONAMIENTO DEL ALMACÉN METÁLICO.....	80
4.1.5. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO.....	85
4.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS	140
CAPÍTULO V.....	141

DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	141
5.1. PRESENTAR LA CONTRASTACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.....	141
CONCLUSIONES	144
RECOMENDACIONES.....	145
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	146
ANEXOS.....	149

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de carga del método LRFD	26
Tabla 2 Factores de carga del método ASD	26
Tabla 3 Siglas de los factores de carga	26
Tabla 4 Miembros a compresión-estado de falla-método LRFD	30
Tabla 5 Miembros a compresión-estado de falla-método ASD	30
Tabla 6 Aceleración de la gravedad-NCh 433	48
Tabla 7 Velocidad de propagación en suelos-NCh 433	49
Tabla 8 Factor de uso-NCh 433	49
Tabla 9 Factor de reducción -NCh 433	50
Tabla 10 Perfiles de suelo - norma americana	51
Tabla 11 Factor de importancia-norma americana	52
Tabla 12 Factor de reducción-norma americana	52
Tabla 13 Zona sísmica-norma de Japón	53
Tabla 14 Perfiles de suelo-norma de Japón	53
Tabla 15 Factor de reducción-norma de Japón	54
Tabla 16 Zona sísmica	55
Tabla 17 Perfiles de suelo	56
Tabla 18 Factor de suelo según tipo de perfil.	56
Tabla 19 Periodos Corto y Largo.	56
Tabla 20 Factor de Uso o Importancia de la Edificación	57
Tabla 21 Categoría y regularidad de las edificaciones.	58
Tabla 22 Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas sísmicas (Ro). .	59
Tabla 23 Factor de Irregularidad estructural en altura.	60
Tabla 24 Factor de Irregularidad estructural en planta.	61

Tabla 25 Valores máximos de la distorsión del entrepiso.	66
Tabla 26 Sistema de variables-dimensiones e indicadores.	70
Tabla 27 Factores sísmicos del lugar	77
Tabla 28 Combinación por el método LRFD	78
Tabla 29 Combinación por método ASD.....	79
Tabla 30 Perfiles de los elementos estructurales.....	86
Tabla 31 Irregularidad en altura del almacén.....	87
Tabla 32 Irregularidad en planta del almacén	87
Tabla 33 Parámetros sísmicos del almacén	88
Tabla 34 Peso de las columnas	89
Tabla 35 Peso de las vigas	90
Tabla 36 Peso de la C.M de la cubierta metálica	90
Tabla 37 Peso de la cubierta metálica	90
Tabla 38 Peso asumido de la carga viva	91
Tabla 39 Peso sísmico total	91
Tabla 40 Masa total del almacén	91
Tabla 41 Peso sísmico en X e Y y cortante basal.....	96
Tabla 42 Desplazamientos en X e Y	97
Tabla 43 Modos de vibración-ETABS	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Cargas distribuidas en viga.....	34
Figura 2 Relación Momento vs Longitud de arriostre.....	36
Figura 3 Soldadura plana.....	39
Figura 4 Soldadura horizontal	40
Figura 5 Soldadura Vertical	40
Figura 6 Soldadura de Sobre cabeza	41
Figura 7 Soldadura tipo Filete	41
Figura 8 Soldadura tipo muesca y tapón	42
Figura 9 Soldadura tipo ranura	42
Figura 10 Fallas en las conexiones empernadas.....	43
Figura 11 Excitación periódica	44
Figura 12 Demanda arbitraria	45
Figura 13 Para la presentación de datos	74
Figura 14 Plano vista en planta.....	79
Figura 15 Área tributaria de la columna central	83
Figura 16 Diagrama de momento flector en la viga	85
Figura 17 Espectro de aceleración en X	88
Figura 18 Espectro de aceleración en Y	88
Figura 19 Modelación 2D del almacén en ETABS	92
Figura 20 Modelación 3D del almacén en ETABS	92
Figura 21 Propiedades del acero ETABS	93
Figura 22 Propiedades de la sección W24x176.....	94
Figura 23 Propiedades de la sección W21x101.....	94
Figura 24 Propiedades de la sección W18x50.....	95

Figura 25	Peso sísmico ETABS.....	95
Figura 26	Cálculos de máximos desplazamientos y derivas de piso-Excel .	97
Figura 27	Máximo desplazamiento en X.....	98
Figura 28	Máximo desplazamiento en Y.....	98
Figura 29	Máxima deriva en X.....	99
Figura 30	Máxima deriva en Y.....	99
Figura 31	Carta de alineamiento del factor K.....	106
Figura 32	Importación del modelo de ETABS a SAFE.....	133
Figura 33	Definir materiales.....	134
Figura 34	Definir zapata.....	134
Figura 35	Definir varillas de acero.....	135
Figura 36	Definir propiedades del suelo.....	136
Figura 37	Combinaciones de carga.....	136
Figura 38	Modelado de las zapatas vista en planta.....	137
Figura 39	Desplazamiento de las zapatas en cm.....	138
Figura 40	Presión de suelo en las zapatas.....	138
Figura 41	Diseño de la zapata.....	139
Figura 42	Diseño final de la zapata según SAFE.....	139

RESUMEN

La ciudad de Huánuco se encuentra en la zona sísmica 2 pero ello no significa que las estructuras no se vean afectados antes sismos, actualmente la ciudad de Huánuco se encuentra en un silencio sísmico, pero ello no significa que en el futuro no pueda ocurrir eventos sísmicos catastróficos. Partiendo de ello se sabe que el territorio peruano prefiere usar el concreto armado ya que lo considera más segura y económico, pero aun así el incremento de las construcciones informales hace que este tipo de estructuras sean inseguras. En la ciudad de Huánuco emplean el acero para las techos o coberturas livianas y en la última década se inició a emplear para hacer techado de cobertura metálica, pero su uso es limitado frente a las estructuras de concreto armado. Por ello se propone plantearse el diseño de un almacén metálico empleando los métodos de diseño ASD y LRFD de manera que resista las fuerzas sísmicas

El objetivo de la presente tesis denominadas “análisis de metodologías ASD y LRFD para el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis - Huánuco -2022” tiene como objetivo fomentar la construcción de este tipo de edificaciones aplicando un diseño sismorresistente.

Se desarrolló de forma teórica, utilizando un modelo estructural según construcciones ya existentes en la zona y tomándolas de ejemplo, después ha sido analizada por medio de la utilización del programa ETABS implementadas en la RNE y demás normas de todo el mundo con el objeto de realizar un diseño sismorresistente.

Con la metodología de diseño LRFD se obtuvo los siguientes resultados de los elementos estructurales: perfil de las columnas (W 24x176), vigas (W 21x101), 8 pernos # 3/4, Placa de Conexión espesor 12mm, y con la metodología de diseño ASD se obtuvo las siguientes resultados: perfil de las columnas (W 24x176), vigas (W 21x101), 6 pernos # 1", Placa de Conexión espesor 16mm.

En la tesis se llegó a la conclusión que la metodología ASD me da secciones más robustas que la metodología LRFD en algunos elementos estructurales.

Palabras clave: Análisis sismorresistente, Diseño estructural, ETABS, Acero, ASD y LRFD.

ABSTRACT

The city of Huánuco is located in seismic zone 2 but this does not mean that the structures are not affected before earthquakes, currently the city of Huánuco is in seismic silence, but this does not mean that seismic events cannot occur in the future catastrophic. Based on this, it is known that the Peruvian territory prefers to use reinforced concrete since it is considered safer and cheaper, but even so, the increase in informal construction makes this type of structure unsafe. In the city of Huánuco they use steel for roofs or light covers and in the last decade it began to be used to make metal cover roofs, but its use is limited compared to reinforced concrete structures. For this reason, it is proposed to consider the design of a metal warehouse using the ASD and LRFD design methods so that it resists the seismic forces.

The objective of this thesis called "analysis of ASD and LRFD methodologies for the design of the structural elements of a metal warehouse, Amarilis - Huánuco -2022" aims to promote the construction of this type of buildings by applying an earthquake resistant design.

It was developed theoretically, using a structural model according to existing constructions in the area and taking them as an example, then it has been analyzed through the use of the ETABS program implemented in the RNE and other standards from around the world in order to carry out earthquake resistant design.

With the LRFD design methodology, the following results were obtained for the structural elements: column profile (W 24x176), beams (W 21x101), 8 # 3/4 bolts, 12mm thick Connection Plate, and with the design methodology ASD the following results were obtained: column profile (W 24x176), beams (W 21x101), 6 bolts # 1", Connection Plate thickness 16mm.

In the thesis it was concluded that the ASD methodology gives me more robust sections than the LRFD methodology in some structural elements.

Keywords: Seismic-resistant analysis, Structural design, ETABS, Steel, ASD and LRFD.

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Amarilis, se está apreciando un acelerado incremento de la población, con lo que se necesitan más grande proporción de centros de esparcimientos y almacenamiento, como por ejemplo supermercados, galerías, entre otros; que, por su gran necesidad, tienen que ser estructuras de inmediata ejecución.

De igual manera se sabe que el Perú está en el anillo de fuego al estar localizado encima de la plaza de Nazca, lo que lo hace un territorio enormemente sísmico.

En el Perú existen normativas las cuales nos indican parámetros para realizar una construcción segura como la norma E030 que se va actualizando de forma regular, la norma E030 se va perfeccionando teniendo presente la vivencia en sismos anteriores y la conducta estructural que logre exponer la composición. El diseño sísmico cambia dependiendo de la composición que sea, del tipo de suelo y de su localización geográfica.

Teniendo presente todo lo expuesto, la presente tesis tiene como finalidad principal el análisis comparativo entre las metodologías ASD y LRDF para un almacén metálico, en la cual se profundizará sobre los almacenes de acero, construcciones metálicas que se construyen de forma instantánea y eficiente, sirviendo de correcta composición para supermercados, galerías, centros de creación; y a esa composición se realizará la exploración sísmico que corresponde para examinar las deformaciones de la composición, así como las derivas y probables fallas en las conexiones.

En el primer capítulo se realizará el planteamiento del problema, la formulación de los problemas y los objetivos, asimismo se justificará la investigación, como también sus limitaciones y su viabilidad. En el segundo capítulo se verá los antecedentes que se emplearon en toda la investigación, así como la base teórica, la hipótesis planteada y las variables. En el tercer capítulo se verá el tipo de investigación, la población y muestra y las técnicas e instrumentos de recolección utilizados en la investigación. El cuarto capítulo

se presentará el análisis de toda la investigación empleando el software ETABS y se comprobará la hipótesis. Y finalmente en el capítulo cinco se hará la discusión de los resultados, las conclusiones y recomendaciones presentes en la tesis.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El territorio peruano, según el instituto geofísico del Perú (IGP, 2021), nos señala que el Perú se encuentra en una zona altamente sísmica con gran magnitud de ocurrencia debido al constante movimiento de sus placas tectónicas. Así mismo el Perú se encuentra en una época donde los sismos no son de gran magnitud desde los años 1868, y con el paso del tiempo la probabilidad de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud se va incrementando ante esto las edificaciones estarían en peligro y vulnerables ante tal evento sísmico.

De igual manera, en la última década se ha visto un incremento en los proyectos de vivienda multifamiliar y el sector empresarial ha llegado a contar con centros comerciales con áreas monumentales (SINAGRID, 2020), naves industriales y áreas de esparcimiento de la población. La ventilación y la mayoría de la luz natural son muy altas, lo que requiere diseños inusuales elaborados a partir del perfil completo del alma para cumplir con los requisitos de estructura de tamaño y carácter para implementar composiciones de manera rápida y efectiva presente en la construcción (MVCS ,2019). En la región Huánuco, al igual que en otras provincias del Perú, el sector de la construcción hace un uso extensivo del hormigón armado en la mayoría de las obras de construcción, por lo que la mayor parte de la construcción en el sector residencial es realizada por los mismos propietarios, provocando diversos factores que pueden fallar ante eventos sísmicos.

Por otro lado, cuando se trata de proyectos importantes, donde se necesite mayor distancia de los ejes estructurales o una mayor esbeltez de sus elementos (SENCICO, 2020), el diseño pasa a ser un más importante y complejo para evitar sobredimensionamientos lo cual conlleva al malgasto de los materiales y a elevar el costo de los mismo.

Además, después de aplicar los recursos de hormigón armado, la construcción se retrasa debido a que el hormigón tarda en alcanzar la dureza deseada según el diseño dado. Se requiere un control de calidad adicional, como las pruebas de briquetas y el diseño de la mezcla, para evitar enfermedades. Sin embargo, al utilizar recursos de acero estructural, ya tienen definidas las especificaciones exactas para cada tipo de perfil, por lo que solo se requiere una conexión, soldada o atornillada, para lograr la configuración. Esto reduce significativamente el tiempo de ejecución de la construcción. (SENCICO, 2020)

El diseño de los rodamientos debe considerar el factor de resistencia de carga (LRFD) y el método de diseño de tensión admisible (ASD), que se basan en el principio de diseño basado en condiciones extremas donde la estructura se detiene. Satisfacer las características requeridas del plan asignado al cálculo estático. Los métodos anteriores están aprobados por el Código Nacional de Construcción para la Norma E090 para la Construcción de Metal de la misma manera aprobada por la Sociedad Estadounidense de Construcción de Acero, como se indica en el último volumen, pero algunos estudios han demostrado que este puede ser el caso, como Los esquemas LRFD en tiempo de diseño son menos costosos que los esquemas ASD. (Chávez, 2019)

En la actualidad se ha acrecentado el uso del acero estructural a nivel nacional, pero existe interrogantes respecto a que método utilizar al momento de realizar el diseño de los elementos estructurales, en la norma E-090 Estructuras Metálicas nos menciona que hay 2 métodos de diseño que es el LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia) y ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles), pero no especifica que método es el adecuado, por lo tanto, en esta tesis tiene por finalidad realizar comparaciones técnicas entre ambos métodos para determinar cuál de ellos es más conservador.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cómo influye el análisis comparativo de metodologías ASD y LRFD para el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis - Huánuco -2022?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cómo se efectúa el diseño sismorresistente de un almacén metálico, aplicando la norma E.030-2018, Amarilis - Huánuco -2022?
- ¿Cómo se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales por el método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), aplicandola norma E.090-2006, Amarilis - Huánuco -2022?
- ¿Cómo se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales por el método ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles), aplicando la norma E.090-2006, Amarilis - Huánuco -2022?
- ¿Cuáles son las comparaciones técnicas entre las metodologías ASD y LRFD en el diseño de los elementos estructurales, Amarilis - Huánuco -2022?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis comparativo de metodologías ASD y LRFD y su influencia en el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico,Amarilis - 2022.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el diseño sismorresistente de un almacén metálico, aplicando la norma E.030-2018, Amarilis - Huánuco -2022.

- Diseñar los elementos estructurales por el método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), aplicando la norma E.090-2006, Amarilis - Huánuco -2022.
- Diseñar los elementos estructurales por el método ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles), aplicando la norma E.090-2006, Amarilis - Huánuco -2022.
- Presentar las comparaciones técnicas entre las metodologías ASD y LRFD en el diseño de los elementos estructurales, Amarilis - Huánuco -2022.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

La investigación buscara una propuesta de diseño de un almacén de estructura metálica comparando dos diferentes métodos de diseños las cuales son el diseño ASD y diseño LRFD buscando garantizar una mayor seguridad en cuanto al diseño de la estructura, ya que la mayoría de estas estructuras cuentan con diseños tradicionales presentando problemas en el diseño y esto a su vez conlleva al sobredimensionamiento de sus elementos estructurales.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

La investigación buscará realizar el diseño de los elementos estructurales comparando dos diferentes métodos de diseños las cuales son el diseño ASD y diseño LRFD, aportando a futuras investigaciones de manera positiva, ya que servirá como antecedente para el diseño de almacenes de estructura metálica con la finalidad de ver que metodología de diseño es más conservador.

1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Para poder cumplir con los objetivos planteados de la investigación, se realizará la totalidad del proceso de manera sistematizada, de manera

que la investigación estará basada en el reglamento nacional de edificaciones siguiendo las normas E020 de cargas, E030 diseño sismorresistente y E090 estructuras metálicas, con el fin de obtener los parámetros necesarios para el correcto análisis y diseño de los elementos estructurales.

1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

El mayor obstáculo la cual presenta la investigación será la pandemia de covid-19 en la cual se encuentra todo globo terrestre, dificultando la indagación y obtención de datos necesarios para sustentar la tesis, otra limitación presente en la investigación es la ausencia de antecedentes locales relacionados a la investigación y por consecuente obstaculizara el desarrollo de los objetivos trazados.

1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo de investigación será de ayuda para dar pautas iniciales en cuanto al diseño almacenes de estructura metálica en el distrito de amarilis, ya que se realizará siguiendo el reglamento nacional de edificaciones.

También se cuenta con una gran variedad de softwares para el modelamiento de la estructura a diseñar, por lo cual se optará por usar el software ETABS.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

La finalidad del presente proyecto es realizar comparaciones técnicas entre las metodologías ASD y LRFD en el diseño de los elementos estructurales, de un almacén de armazón metálico en la ciudad de Amarilis, aplicando la norma E.090-Estructuras Metálicas.

Así mismo se realizará el análisis sísmico considerando los parámetros que nos indica la norma E.030-Diseño Sismorresistente

Para ello se investigó antecedentes internacionales, nacionales y locales para tener como base anteriores investigaciones.

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

(Ponce Benitez, 2017) en tesis titulado: *“Comparación Económica De Una Estructura Metálica Con Pórticos Resistentes A Momento Y Una Con Pórticos Arriostrados Excéntricamente, Diseñados De Acuerdo A La Norma Ecuatoriana De La Construcción (NEC).”*; presentada a la Pontificia Universidad Católica Del Ecuador; la tesis definirá el tipo de composición más eficiente dependiendo del tipo de pórticos que la constituya, a diferentes alturas, de pórticos resistentes a momentos o combinados con pórticos excéntricamente arriostrados, en pórticos perimetrales. al galpón, tomando en cuenta que el estudio sísmico llevado a cabo utilizando la norma E0.30 de Diseño, en su tesis se alcanzó las próximas conclusiones: Son relevantes las propiedades de los arriostramientos, a medida que menores son las secciones transversales de los arriostramientos, su predominación va a ser menor. A medida que se incrementa la elevación de las construcciones la predominación de los arriostramientos es más conocida. El impacto sísmico se incrementa con la elevación de la composición, sin embargo,

al arriostrarla, dichos reducen las magnitudes de los recursos al no necesitar resistir las mismas dimensiones de los instantes, debido a las fuerzas axiales resistidas por los arriostramientos. Frecuentemente al intentar de rebajar precios mediante reducción de materiales se incrementa la complejidad de disponibilidad y preparación de perfiles incrementando los precios. Un ahorro en tiempo y mano de obra podría ser más representativo que por reducción de proporción de materiales.

(Peniche Reynoso, 2018) en su tesis titulada “Análisis Y Diseño De Estructuras De Acero Para El Soporte De Grúas Viajeras”; presentada a la universidad Benemérita Universidad Autónoma De Puebla. Donde en su tesis nos señala que es bastante común hallar que las industrias requieran de la utilización de un sistema de grúas para lograr mejorar su producción, por lo cual hace falta diseñar construcciones o reforzar las existentes para lograr resistir los efectos de carga reiteradas inducidas a la composición y poder continuar cumpliendo las fronteras permisibles normativos de estabilidad estructural y se llegó a las siguientes conclusiones: En un diseño estructural para una composición que considere cargas reiteradas producto de grúas participan estados de carga que complican esta clase de diseño por lo cual ir identificando a partir de un principio los efectos a los que esta clase de composición va a estar sometida. En este diseño se observó que el viento no jugó un papel fundamental como construcciones ligeras como bodegas o naves sin grúas de gran capacidad, no obstante, es fundamental considerar que configuraciones estructurales y sus recursos son los ideales para esta clase de escenarios. Para efectos de movimiento sísmico se vi que usando el manual de obras civiles y al ser una composición bastante pesada en la trabe carril, el tipo de columna escogida minimizo el impacto que esta sometió a la composición y no se observó afectada la cubierta por lo cual es posible optimizar la composición por arriba de la trabe carril.

(Contreras Lojano, 2016) en su tesis titulada "Tipjttcawón De Naves

De Estructura De Acero Ut\JzaNas Para La Industna"_ Presentada a la Universidad de Cuenca. La presente tesis muestra el desarrollo se apoya en tipificar 2 modelos no clásicos de naves de composición de

acero usadas para la industria, para su siguiente diseño estructural, una vez definidos ambos tipos no clásicos de naves industriales, se establecieron las cargas que trabajan sobre la composición, considerando cargas sísmicas por medio de un espectro de contestación flexible de aceleraciones, las combinaciones de las cargas son definidas por la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) En dicha investigación se alcanzo la conclusión : Se modelaron ambos tipos Ee naves industriales para su siguiente diseño considerando los materiales de la composición, las secciones de los miembros estructurales, la localización Ce cargas en la composición, sus tipos de apoyo, para lograr examinar su comportamiento estructural frente a las solicitaciones que se otorgan en la misma. Se crearon los miembros estructurales contorne con la regla ACI para memoros en concreto armado y AISC para miembros metálicos, con esto se obtuvo los planos definitivos Ce ambas construcciones.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

(Espinoza Espinoza, 2020), en la tesis titulada “*Comparación de los métodos LRFD y ASD, aplicado en el diseño de una estructura de soporte de puente grúa*”, tiene como objetivo comparar las secciones de los perfiles obtenidos por la metodología LRFD y ASD. Realizó el diseño estructural de la estructura en el software SAP 2000 versión 14.0.0. Concluyó que las secciones halladas por el método ASD es más conservador que el método LRFD, y recomienda el uso de elementos de celosía en el dimensionamiento de estructuras de grandes dimensiones, esto con el fin de minorar los costos que están relacionados directamente con el peso de la estructura.

(Corzo Soldevilla, 2019) en su tesis: "Comparación De Diseños Estructurales De Edificaciones Metálicas Con Edificaciones De Concreto Armado Para Determinar El Diseño Más Rentable En La

Construcción De Viviendas MultifamiliarS'; presentada a la Universidad San Martin de Porres; en la cual señala que la componente

estructural es determinante para hacer un diseño, el elemento económico es otro, ya que se busca una composición tanto moldeable como económica. Por esto es que se lleva a cabo la exploración de construcciones metálicas y de concreto armado para conceptualizar la más rentable aplicado en Lima — Lurigancho, la tesis es analítica y se fundamenta en una construcción multifamiliar utilizando perfiles de alma llena y recursos de concreto armado antes pre — dimensionados, siendo este un edificio de mediana elevación. En el planeta ya se viene desarrollando construcciones netamente con acero para inmuebles con el propósito de hoteles y/o proyectos multifamiliares los cuales son estructuralmente viables y económicos, además de ser estructuras de corto plazo. Algunas conclusiones son: Las construcciones metálicas tienden a ser menos costosas y más rápidas de realizar pues son recursos pre — fabricados y solo requieren un tipo de adhesión para lo que se diseñan las conexiones. El análisis llevado a cabo se fundamenta en construcción multifamiliar, con una elevación de 3.00m de entrepiso, más no enfoca ni aporta nada respecto a construcciones de gran elevación y de luces extensas entre ejes.

(Cáceres Calle, 2018) en su tesis: "Comparativo Técnico-Económico de una Nave Industrial con un Sistema de Tijerales y de Pórticos" presentada a la Pontificia Universidad Católica del Perú; La presente tesis se apoya en la preparación del comparativo técnico-económico para una nave industrial entre 2 sistemas estructurales, el de pórticos de acero y tijerales sobre columnas de concreto armado. La nave industrial a diseñar va a estar situada en el área industrial del Cercado de Lima y se usará para el almacén de materiales de creación. El plan de ingeniería consta del pre dimensionamiento, estructuración, estudio y diseño de 2 modelos (uno por cada sistema estructural). Los diseños respectivos se realizarán según los lineamientos estipulados en las reglas vigentes. Asimismo, se alcanzó las conclusiones: Se concluye que para las condiciones del plan en el sector industrial del Cercado de Lima el sistema de tijerales apoyados en columnas de

concreto armado muestra el presupuesto más económico con una cantidad de SI. 893.80 por m², mientras tanto que en el sistema de pórticos muestra un presupuesto de SI. 1021 70 por m². Se estableció una alteración económica porcentual de 14.31 % entre los presupuestos de los dos sistemas estructurales, constatando al sistema de tijerales como la alternativa más económica.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Se busco antecedentes locales de las diferentes universidades en de la ciudad de Huánuco, pero se encontró con la ausencia de antecedentes en sus respectivos páginas web de repositorios tanto de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán (UNHEVAL) y de la Universidad de Huánuco (UDH).

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

El análisis del almacén se proveería con base a un diseño en acero, en el que se va presentar el diseño de los recursos que conformarían el almacén de acero, considerando el estado en que se muestran y las fuerzas actuantes sobre sí mismo, fuerzas ejecutadas por cargas propias y sísmicas.

2.2.1.1. DISEÑO Y COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

De acuerdo con (Salmon, 2009), el diseño de esfuerzos permisibles tiene una larga historia, pero este método aún se usa o se mantiene como una alternativa de diseño. En los últimos 100 años, y ahora en los últimos 20 años, el diseño estructural se ha convertido en un diseño más racional y probabilístico llamado diseño de estado límite. Dicho diseño de estado límite ahora se conoce como diseño de carga y resistencia de componentes (LRFD).

Tabla 1*Factor de carga del método LRFD*

Tipo	Factores
Combinación 01	1.6 D
Combinación 02	1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr o S o R)
Combinación 03	1.2 D + 1.6 (Lr o S o R) + (0.5 L o 0.8 W)
Combinación 04	1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (Lr o S o R)
Combinación 05	1.2 D + 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S
Combinación 06	0.9 D + (1.3 W o 1.0 E)

Tabla 2*Factores de carga del método ASD*

Tipo	Factores
Combinación 01	D
Combinación 02	D + L
Combinación 03	D + L + (Lr o S o R)
Combinación 04	D + (W o 0.7 E) + L + (Lr o S o R)
Combinación 05	0.6 D + W
Combinación 06	0.6 D + 0.7 E

Tabla 3*Siglas de los factores de carga*

Sigla	Definición
D	Carga Muerta
L	Carga Viva
Lr	Carga Viva de Techo
W	Carga de Viento
S	Carga de Nieve
E	Carga de Sismo
R	Carga de Lluvia o Hielo

2.2.1.2. TEORÍA DE RESISTENCIA ÚLTIMA

Según (Chucos Quispe, 2017) En LRFD los componentes de carga se utilizan por separado para la previsibilidad de las cargas aplicadas, esto del lado de la carga aplicada de las desigualdades de estado límite y tomando en cuenta las variabilidades del material y creación, se utilizan componentes de reducción de resistencia en el lado de la fuerza nominal de la diferencia de estado límite. La

metodología ASD combina ambos componentes en un exclusivo elemento de estabilidad, con lo que, al dividir el elemento de estabilidad aparte sobre los componentes de carga y resistencia independientes, como se hace en el procedimiento anterior, se recibe un componente eficaz más coherente, dando sitio a construcciones más seguras, dependiendo de la función de predicción de los tipos de carga que se usan.

2.2.1.3. FILOSOFÍAS DE DISEÑO LRFD Y ASD

Según (Giraldo Bolivar, 2013) las teorías con las cuales haremos el diseño, se fundamentan en la resistencia última de los recursos estructurales. Giraldo plantea sobre la teoría de resistencia última y a partir de en qué momento es que fueron propuestas para su desarrollo

Las teorías por resistencia última fueron propuestas al inicio por los códigos rusos a partir de 1900's y en los códigos de Inglaterra y americanos en los 50', este se apoya en estimar las cargas que trabajan sobre una composición y más adelante evaluar los recursos de forma que no sobrepasen las tensiones admisibles de los materiales.

2.2.1.4. VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Según (Mccormac, 2013) el acero presenta las siguientes ventajas:

- Alta resistencia: El acero estructural es uno de los materiales más dúctiles y de menos peso, por lo que es considerado un material ideal para construcciones de monumentales magnitudes o de gran envergadura.
- Uniformidad: Las unidades de acero estructural tienen propiedades mecánicas que no tienden a modificar con la era,

ya que son fabricadas con especificaciones técnicas definidas y no varían.

- Elasticidad: La conducta del acero teórico se acerca más al real que los otros recursos estructurales utilizados dentro de la obra.
- Durabilidad: El acero estructural requiere mantenimiento regular con el fin que no se dañe la composición, con ello la composición tendría una vida extensa. En casos recientes se fabrican recursos que necesitan menos cuidados.
- Ductilidad: La ductilidad se define como la propiedad que tienen ciertos materiales para resistir enormes deformaciones causadas por fuerzas externas a ellas. Una vez que un integrante es sometido a cargas de gran magnitud acostumbran fracasar inminentemente sin demostrar cualquier tipo de fracasa visible, el acero estructural es un caso particular de demostrar más grande ductilidad y evidenciar la fracasa antecedente de que colapse.
- Tenacidad: La propiedad para resistir y poder absorber energía en monumentales porciones se denomina tenacidad, propiedad con la cual cuenta el acero estructural y es de gran beneficio al instante de erecta una totalmente nueva construcción o de hacer modificaciones en la misma sin que esta padezca cualquier mal o fracasa aparente.
- Ampliaciones de construcciones existentes: Las construcciones metálicas son versátiles al instante de construirlas, pudiéndose adaptar de diversas maneras y ampliaciones según la necesidad que tenga la composición. Dichas ampliaciones se harán utilizando conectores para conservar sus características durante la parte ampliada.

- **Propiedades distintas:** El acero podría ser utilizado de diversas maneras, adecuándolo a diversas necesidades al utilizar la conexión deseada y que sea de mejor manejo estructural. El acero es un material liviano de inmediata creación y de bajo precio con en relación a otros tipos de material de creación. Además, el acero podría ser reciclado durante su uso, a fin de eludir más grandes desechos

2.2.1.5. DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Según (McCormac, 2013) el acero presenta las siguientes ventajas:

- **Corrosión:** El acero es un material expuesto al ambiente por lo cual sufrirá los efectos de la humedad y contaminantes extremos. También en contacto del fuego directo en caso de pasar un incendio. También es común hoy en día usar hormigón para defender unidades estructurales de acero, pero esta defensa suele ser costosa en comparación con otros protectores.
- **Costo de la defensa contra el fuego:** El acero es un material no combustible empero que se ve perjudicado por el fuego, ya que este debilita el acero estructural, degradando varias de sus propiedades mecánicas. La defensa contra el fuego se puede ofrecer al utilizar ciertos rociadores contra incendios o utilizar una custodia con una capa de concreto.
- **Susceptibilidad al pandeo:** El acero frecuente ser un material eficaz para toda clase de carga obligada, sin embargo, en determinados casos frecuente ser bastante esbelto el material por lo que tiende a pandearse según la carga dada, lo que necesitará que se utilicen rigidizadores o recursos que eviten que se forme esa fracasa.

- **Fatiga:** El acero frecuente tener problemas en su resistencia una vez que se somete a cargas o esfuerzos de forma repetitiva en diferentes sentidos del estudio lo que llevaría a crear un tipo de fractura o mal composición con lo que llevaría al deterioro de más recursos.
- **Fractura frágil:** La fractura frágil se proveería en recursos como conectores al ser mal diseñado o ser mal ejecutados en obra.

Miembro a Compresión

Tabla 4

Miembros a compresión-estado de falla-método LRFD

Caso	Estado de Falla	Factor de Reducción
Miembros a Compresión	Pandeo Flexional	0.9
	Pandeo Flexo Torsional	0.9
	Pandeo Local	0.9

Tabla 5

Miembros a compresión-estado de falla-método ASD

Caso	Estado de Falla	Factor de Reducción
Miembros a Compresión	Pandeo Flexional	1.67
	Pandeo Flexo Torsional	1.67
	Pandeo Local	1.67

En la cual la longitud efectiva estará en función por la longitud de los puntos de inflexión y esto está dada por la fórmula de la esbeltez, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

Donde:

- r: Radio de giro del elemento
- K: Factor de Longitud Efectiva
- L: Longitud no arriostrada del elemento

Resistencia de diseño en compresión para pandeo por flexión

Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) los elementos que se encuentran sometidos a compresión tienden a estar normalizado bajo parámetros de esbeltez, debido a esto se tiene distintos diseños:

- Resistencia de elementos no esbeltos
- Resistencia de elementos esbeltos

Para elementos no esbeltos se tomarán las siguientes condiciones de

diseño:

$$P_u \leq \phi P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g \text{ (LRFD - E090)}$$

$$P_s \leq F_a * A_g \text{ (ASD - E090)}$$

$$P_a \leq P_n / \Omega_c \text{ (ASD - AISC)}$$

Donde:

ϕ_c = Factor de Seguridad

F_{cr} = Esfuerzo Critico

P_n = Resistencia Nominal a Compresión

Ω_c = Factor de Reducción

A_g = Área Gruesa del Elemento Sometido a Compresión

P_u = Carga Ultima de Diseño

P_a = Carga de Servicio

El esfuerzo crítico será calculado considerando si el pandeo es elástico o inelástico para ello se deberá cumplir las siguientes condiciones:

- Pandeo Inelástico: $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

- Pandeo Elástico: $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = (0.877^{\lambda_c^2}) * F_y$$

Para ambos casos, λ_c se tendrá:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

λ_c = Parámetro de esbeltez

E = Módulo de Elasticidad del Acero

El diseño de los elementos a compresión por el método ASD se usará el factor F_a , el cual será calculado con las siguientes ecuaciones:

Pandeo Inelástico: $(KL/r) \leq C_c$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2C_c^2}\right) * F_y}{\left(\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{KL}{r}\right)}{8C_c} - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^3}{8C_c^3}\right)}$$

Pandeo Elástico: $(KL/r) > C_c$

$$F_a = \frac{12 * \pi^2 * E}{23(KL/r)^2}$$

Donde:

$$Cc = \sqrt{\frac{2 * \pi^2 * E}{F_y}}$$

Resistencia de Diseño en Flexo – Compresión

Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) el diseño por flexo-compresión esta dado por las siguientes inecuaciones:

Para LRFD

Para el caso donde: $P_u / \phi P_n \geq 0.20$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Para el caso donde: $P_u / \phi P_n < 0.20$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

M_u = Resistencia Requerida a la Flexión

M_n = Resistencia Nominal a Flexión

y = Subíndice Relativo al Eje Menor a Flexión

ϕ, ϕ_b = Factor de Reducción

x = Subíndice Relativo al Eje Mayor en Flexión

P_u = Resistencia Requerida a Compresión

P_n = Resistencia Nominal a Compresión

Para ASD

Para el caso donde: $P_u / \phi P_n \geq 0.20$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} * f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} * f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0$$

Para el caso donde: $P_u / \phi P_n < 0.20$

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

Donde:

Cm: 0.85 – para pórticos con desplazamientos

Cm: 0.6 - 0.4 (M1 / M2) – Pórticos Arriostrados

Fa = Esfuerzo Admisible en Compresión

Fb = Esfuerzo Admisible en Flexión

fa = Esfuerzo Calculado en Compresión

fb = Esfuerzo Calculado en Flexión

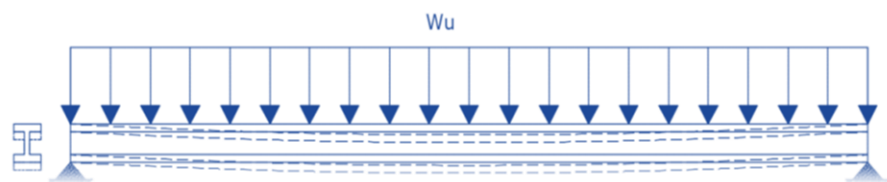
F'e = Factor determinado por: $12\pi^2E / 23(KL/r)^2$

2.2.1.6. MIEMBROS A FLEXIÓN

Según (Rodríguez Serquén, 2016) Un miembro de flexión es un miembro que actúa con cargas normales de tal manera que crea momentos de flexión y cortante a lo largo de la luz de la viga.

Figura 1

Cargas distribuidas en viga



Se deberá cumplir los siguientes requisitos de resistencia:

- Momento Nominal

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

Mn = Momento Nominal

Mu = Momento Último

ϕ = Factor de Reducción

Momento Plástico

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

M_p = Momento Plástico

Z_x = Módulo Plástico de la Sección

M_n = Momento Nominal

F_y = Esfuerzo por Fluencia del Acer

- Esfuerzo Admisible

$$F_b = 0.66 * F_y$$

Donde:

F_y = Esfuerzo por Fluencia

F_b = Esfuerzo Admisible

Según (Rodríguez Serquén, 2016) También tenemos que la capacidad del elemento por flexión viene dada por tres tipos de pandeos generados en los elementos:

- Pandeo Lateral Torsional: Se origina cuando el pandeo total del elemento se encuentra cargado.
- Pandeo Local del Ala: Se crea cuando un elemento se flexiona y hace que el ala se doble y se rompa.

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} < \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

λ_p = Relación Ancho

E = Elasticidad del Elemento

λ = Relación Ancho – Espesor

b_f, t_f = Módulos del Elemento

F_y = Esfuerzo por Fluencia del Acero

- Pandeo Local del Alma: Se origina cuando el elemento esta sometidas a cargas de flexión, generando fuerzas cortantes dando lugar a una deflexión en el elemento.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

h_p = Relación Ancho F_y = Esfuerzo por Fluencia del Acero

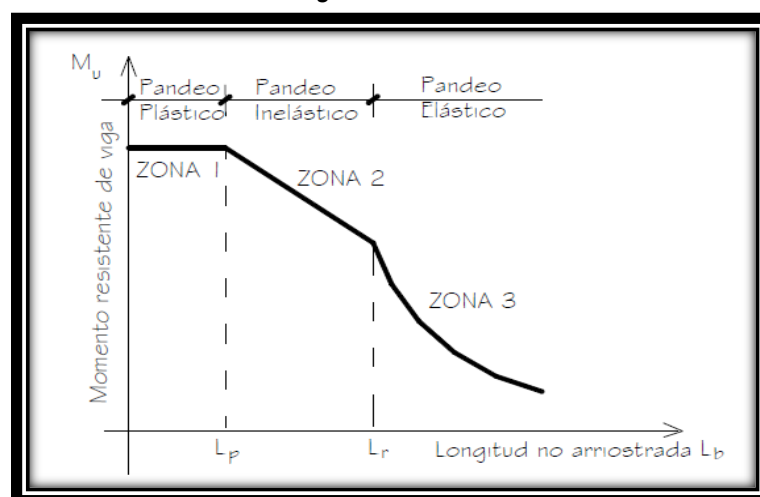
λ = Relación Ancho h , t_w = Módulos del Elemento

E = Elasticidad del Elemento

Los momentos en función de la longitud no arriostrada está determinada por tres diferentes zonas:

Figura 2

Relación Momento vs Longitud de arriostre



2.2.1.7. MIEMBROS A CORTANTE

Según (Rodríguez Serquén, 2016) la resistencia de los elementos al corte está dada por la siguiente ecuación:

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

2.2.1.8. MIEMBRO DE PLACA BASE

Según (RNE, NORMA E.090, 2019) la placa base se diseñará según el área total de la base y al área del concreto.

Se indica que para el método LRFD se tendrá las siguientes indicaciones:

a) En el área de un apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 \times f'_c \times A_1$$

Donde:

A_1 = Área del Apoyo

P_p = Peso Soportado por el Apoyo f'_c = Esfuerzo a la Compresión

b) Cuando el área que es menor que el área total del apoyo de concreto:

$$P_p \leq 0.85 \times f'_c \times A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \times 0.85 \times f'_c \times$$

Donde:

A_1 = Área del Apoyo

A_2 = Área del Elemento Apoyado

P_p = Peso Soportado por el Apoyo

f'_c = Esfuerzo a la Compresión

2.2.2. CONEXIONES METÁLICAS

Las conexiones juegan un papel muy fundamental en el comportamiento de las composiciones ante las cargas sísmicas. Por este motivo, es importante elegir el tipo de conexión adecuado a la composición propuesta. Mejor o menor esfuerzo para mejorar el diseño y los problemas de investigación.

2.2.2.1. TIPOS DE CONEXIONES METÁLICAS

Según (Montoya Coronado, 2013) Una de las diferencias entre el acero estructural y el concreto armado, es la gran proporción de tipos de conexiones por las cuales tienen la posibilidad de optar en el diseño de construcciones metálicas, sin embargo, es complicado hallar diversidad en el concreto armado.

Toda alianza o unión labora de diferente modo, pues es una discontinuidad en el sistema y por consiguiente una región potencialmente peligrosa, es por ellos que varios accidentes ocurren en construcciones metálicas por el mal diseño o mal ejecución de las conexiones.

a) Conexiones Rígidas:

Generalmente, las conexiones rígidas tienden a ser esas que transmiten en su integridad los esfuerzos axiales, instantes y cortantes en el extremo de una viga metálica unida a una columna. El modelo estructural que existiría podría ser de una viga plenamente empotrada en la columna, en teoría poseería una rigidez infinita y en la columna no existiría giro relativo.

b) Conexiones Articuladas:

Son esas conexiones que solo transmiten cortante o axial de consenso al modelo estructural planteado, logrando desprestigiar el instante flector, o sea, no transmitirían instante flector. Esa

conexión podría ser trabajada de tal modo que solo sufriría corte en la conexión y transmitiría carga axial.

c) Conexiones Semi rígidas:

Las conexiones semi rígidas muestran un comportamiento intermedio en medio de las rígidas y articuladas, con la diferencia que estas conexiones tienden a laborar de mejor forma que las anteriores. Las conexiones semi rígidas engloba una extensa variedad de maneras con las cuales tienen la posibilidad de ser aplicadas y por ende es la conexión más versátil de utilizar.

2.2.2.2. DISEÑO DE CONEXIONES

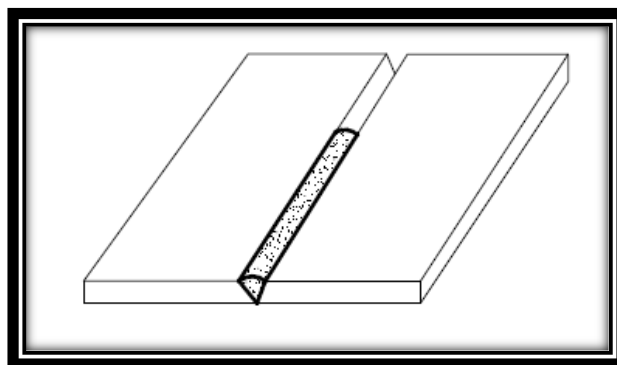
A) Conexiones Soldadas

La soldadura es un proceso por el que se integran partes metálicas, las cuales son calentadas hasta conseguir un estado fluido o casi fluido, con o sin la aplicación de presión. La mayor parte de conexiones soldadas utilizan corriente eléctrica la cual sirve para calentar el electrodo hasta conseguir un estado líquido y después colocarlo como relleno en el área de contacto entre 2 o más partes que se quieren juntar.

Se tiene las siguientes para el soldado en cuanto a posición

a) Plana: Es la más fácil por su velocidad y calidad de la soldadura

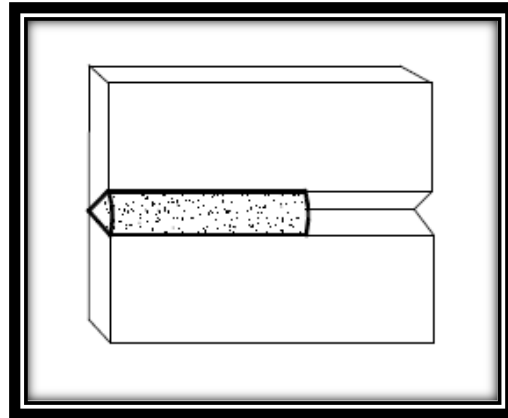
Figura 3
Soldadura plana



b) Horizontal: Existen resultados de soldadura, pero se realiza con menor velocidad.

Figura 4

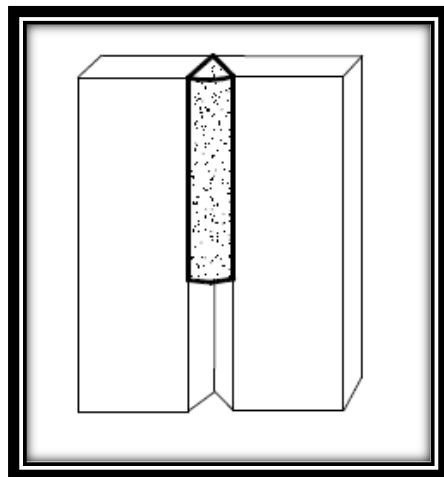
Soldadura horizontal



c) Vertical: excelentes resultados, pero baja velocidad, emejantes a las soldaduras horizontales.

Figura 5

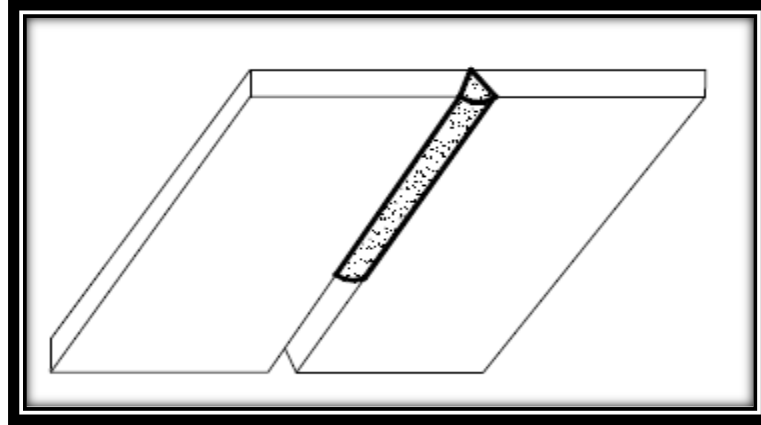
Soldadura Vertical



c) Sobre cabeza: Es la soldadura menos recomendable.

Figura 6

Soldadura de Sobre cabeza

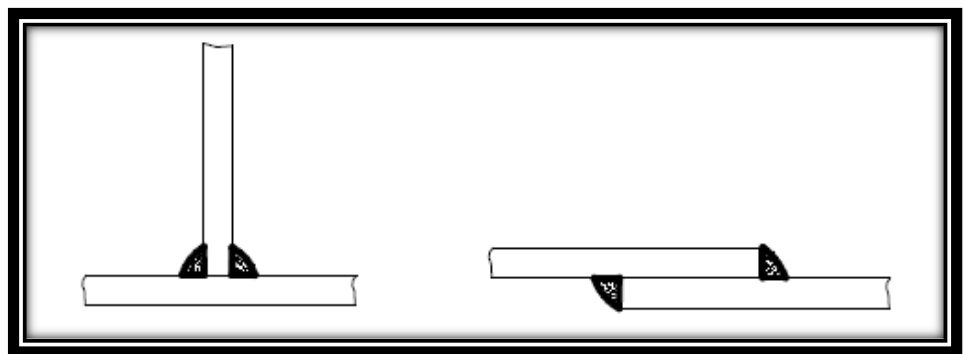


Las soldaduras también son de distintos tipos según la necesidad:

a) De Filete: Transmiten los esfuerzos por corte en su toda la sección crítica.

Figura 7

Soldadura tipo Filete



d) De Tapón y Muesca: se utilizan para evitar el pandeo de juntas de compresión superpuestas largas.

Figura 8

Soldadura tipo muesca y tapón

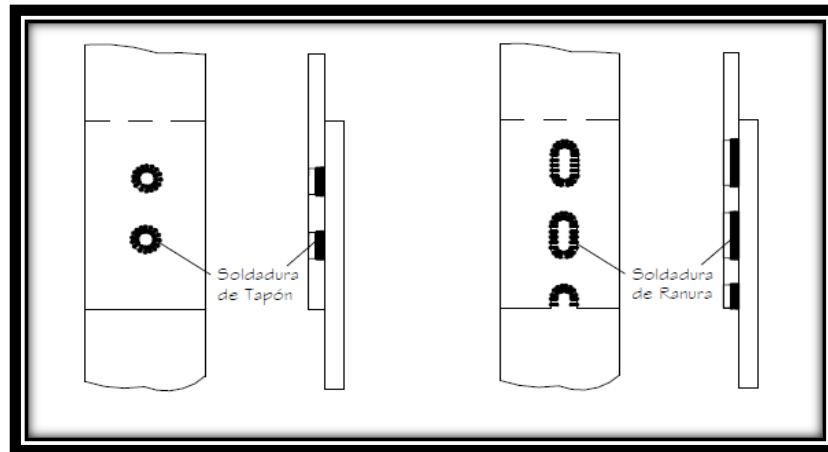
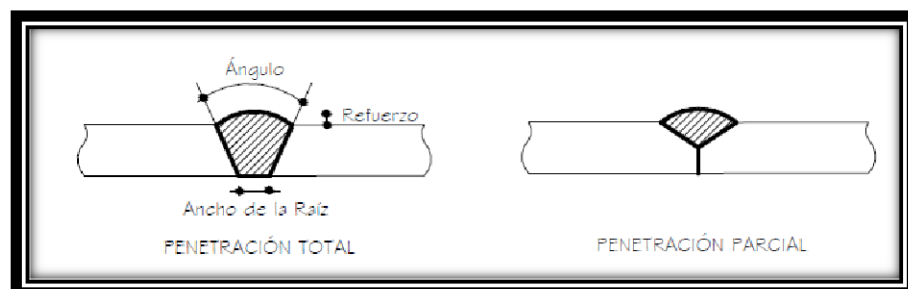


Figura 9

Soldadura tipo ranura



B) Conexiones Empernadas o Atornilladas:

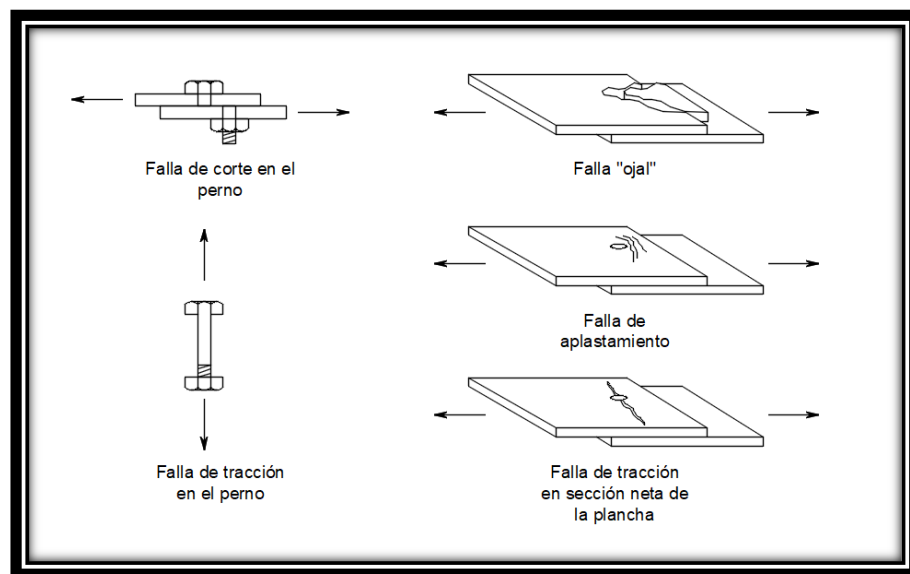
Los pernos más utilizados son los: Pernos usuales A307 y los Pernos de Alta Resistencia A325 y A490, los cuales se diferencian en estructura y en resistencia determinada. Los pernos son ajustados y se definen de consenso al tipo de contacto que haga según su ajuste provisto en:

a) Tipo Contacto: En la cual los pernos son ajustados sutilmente, sin preocuparse por los deslizamientos ocurridos entre los recursos de contacto

b) Tipo Fricción: Los pernos son ajustados poderosamente lo que junta las partes y crea que se genere un impacto de no deslizamiento en medio de las partes de contacto. Las fuerzas son resistidas netamente por fricción.

Los pernos muestran diversos tipos de fracasa de consenso al esfuerzo que gobierne en el mismo y el tipo de material que se utilice, dependiendo de dichos componentes y las fuerzas es que uno de ellos lleva a ceder y crear el tipo de fracasa, entre ellos poseemos:

Figura 10
Fallas en las conexiones empernadas



2.2.3. DISEÑO SÍSMICO:

El diseño sísmico administrará la conducta estructural de la construcción iniciativa para asunto de estudio, por lo que se necesita enfocar ciertas teorías sobre los sismos, su forma carga en la

composición y las secuelas que logren suceder en la composición de manifestarse un movimiento sísmico.

2.2.3.1. DINÁMICA DE ESTRUCTURAS

Según (Boroschek, 2009) Al instante de examinar el galpón, lo cual administrará va a ser la exploración sísmico. Rubén Boroschek nos detalla acerca del tipo de esfuerzos que se generan en un tipo de composición de consenso al tipo de carga dinámica que se le aplica. La contestación de construcciones se puede evaluar con más facilidad si clasificamos las ocupaciones por sus propiedades de amplitud, duración y periodicidad. Las cargas tienen la posibilidad de ser fijas o dinámicas; las cargas dinámicas dependen del tiempo, la postura y el tamaño. Hay una carga llamada “demanda arbitraria”, la cual corresponde a una acción arbitraria o general, la cual no obedece a ningún jefe, como lo son los terremotos. La composición está en una condición cero, exitosa como condición inicia, en la cual está en reposo; después de esto al ser sometida a una fuerza externa esta crea un tipo de contestación que se define de consenso al tipo de carga a la cual ha sido sometida la composición.

Figura 11
Excitación periódica

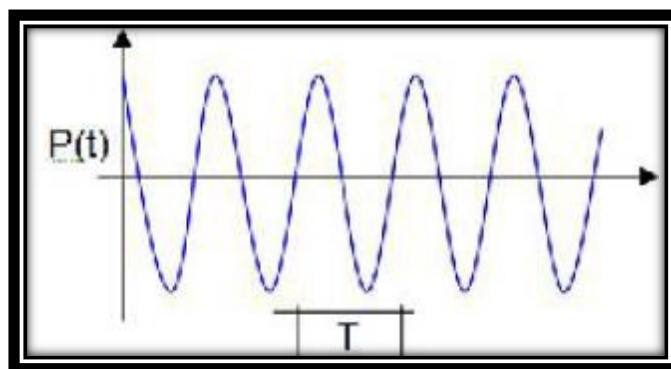
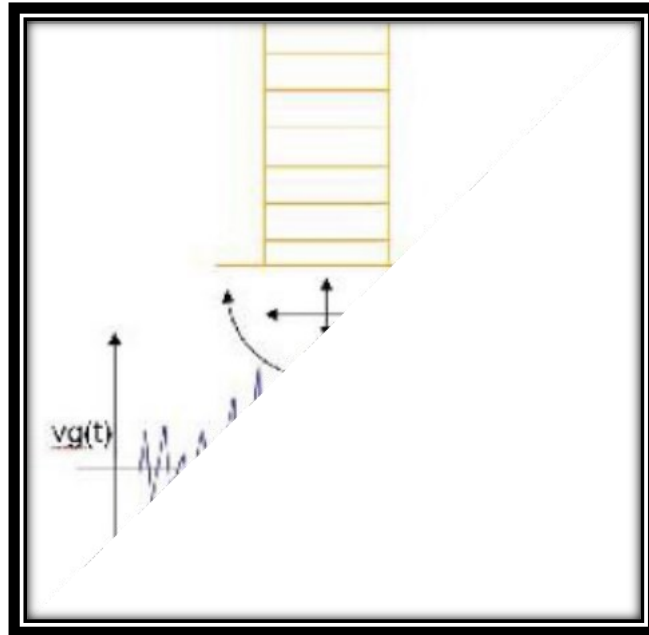


Figura 12
Demanda arbitraria



Según (Aguilar Falconi, 2007) La filosofía de diseño clásico instituye 3 niveles de manejo estructural que podrían ser: 1) Servicio, 2) Daño y 3) Colapso.

Estado de Servicio: se desea que, frente a terremotos Menores, que logren suceder muchas veces a lo extenso de la vida eficaz de la construcción, el mal no pasa con recursos estructurados o no estructurales.

Condiciones de daño: Se espera que las composiciones se desempeñen al límite de su capacidad para resistir la flexibilidad. Es decir, la composición en sí no se daña, pero se dañan los recursos no estructurales. Este comportamiento es deseable para sismos moderados.

Estado de colapso: las construcciones frente a grandes terremotos son raras en la era de la vida efectiva, ingresan en territorio no lineal y experimentan malas experiencias, pero no conducen al colapso de la estructura.

2.2.3.2. HISTORIA DE LOS SISMOS Y SUS CONSECUENCIAS

Durante la historia del Perú se han venido dando sismos de gran trascendencia ya que estamos en una región enormemente sísmica, dichas ondas son elaboradas por el desplazamiento irregular de las Placas de Nazca. Los sismos varían en magnitud y tiempo de retorno, empero es el tipo de material y las consideraciones constructivas que se tomen en la construcción darán a conocer si este llega a colapsar o no.

El movimiento sísmico de los 40s producido en Lima advirtió en aquel tiempo que las estructuras de adobe eran vulnerables frente a esta clase de eventos, produciéndose fallas en las construcciones de adobe y quincha. Sin embargo, además por aquellos años se inició a utilizar el concreto armado y las paredes de albañilería, los cuales actuaban correctamente y presentaban más rigidez y resistencia frente a cargas sísmicas.

En los años 60s, 70s y 80s se van produciendo sismos a lo extenso de la región nacional, ocasionando más grande devastación en las estructuras de adobe y además en ciertas estructuras de concreto armado con lo que da a conocer que se necesita proporcionar al diseñador de una Regla Sismorresistente, ya que la más grande proporción de fallas en construcciones se debería a esta clase de fuerzas ocasionales.

En los años 70s es que la concepción estructural va modificándose y se van adoptando construcciones con más proporción de muros de albañilería o de concreto armado para encarar a estas solicitaciones sísmicas, se crea el criterio de una composición con más rigidez lateral. Además, en los años 70s es que se publica el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) en el que se incluye un capítulo de “Seguridad contra el impacto destructivo de los sismos” en la cual se adoptaba la siguiente fórmula matemática para la fuerza sísmica lateral:

$$H = U * K * C * P$$

Donde:

K = Tipo de Estructura

H = Fuerza Sísmica Lateral

U = Uso de la Edificación

C = Coeficiente Sísmico

P = Peso Sísmico

Con dicha fórmula viene el primer mapa de regionalización sísmica en la cual solo se apreciaban 3 zonas sísmicas. T = Periodo de la estructura — $T = 0.1 * \# \text{Pisos}$

P = Peso de la estructura

U = Uso de la edificación

K = Tipo de estructura — sistema estructural

0.05

C = Factor de cortante sísmico — $C =$

En 1977 se cambia la fórmula de la cortante basal, pasando a tener unos mayores coeficientes:

$$H = ZUSCP/Rd$$

Donde:

C = Coeficiente Sísmico

P = Peso Sísmico

RD = Factor de Reducción por Sistema Estructural

H = Fuerza Sísmica Lateral

Z = Factor de Zona U = Uso o importancia de la Edificación

S = Factor de Suelo

2.2.3.3. NORMAS SÍSMICAS INTERNACIONALES

A nivel internacional, como en Perú, se utilizan diferentes tipos de fórmulas para conceptualizar las fuerzas sísmicas que actúan sobre las estructuras. Estas fórmulas generalmente se basan en componentes que incluyen: Determinado por el tipo de suelo, ubicación y uso de la estructura, debe adoptarse con la intención de mantener un diseño conservador y asegurar la resistencia sísmica.

Asimismo, en algunos casos, es muy notorio que las estructuras metálicas son más utilizadas en diversos campos por la rapidez de ejecución y el bajo precio que requieren. Desde ambas perspectivas, también se deben considerar los requisitos sísmicos a cumplir. Los países que tienden a desarrollar este tipo de construcciones incluyen a Estados Unidos, China, Japón y Chile. Entre ellos también hay grandes áreas sísmicas donde se dan las reglas sísmicas más cercanas para controlar la deriva y la rigidez de los edificios:

Norma Chilena – NCh 433

- **Zona Sísmica:**

Tabla 6

Aceleración de la gravedad-NCh 433

Zona Sísmica	Ao
1	0.20g
2	0.30g
3	0.40g

- **Perfiles de Suelo**

Tabla 7

Velocidad de propagación en suelos-NCh 433

	Tipo de Suelo	Vs30
A	Roca, Suelo Cementado	>900 m/s
B	Roca Blanda o Fracturada	>500 m/s
C	Suelo denso o firme	>350 m/s
D	Suelo medianamente denso o firme	>180 m/s
E	Suelo de compacidad mediana	>180 m/s
F	Suelos especiales	***

- **Factor de Amplificación Sísmica**

$$C = \frac{2.75 * S * A_o}{g * R} * \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n$$

Donde:

S, n, T' = Parámetros relativos al suelo

Ao = Aceleración máxima efectiva

T* = Periodo de vibración del modo con mayor masa traslacional

g = Gravedad

R = Factor de modificación de la estructura

- **Factor de Uso o Importancia**

Tabla 8

Factor de uso-NCh 433

Naturaleza de la Ocupación	Categoría	Valor -I
Edificios o estructuras aisladas no destinadas a habitación o estructuras de bajo riesgo.	I	0.6
Todos los edificios destinados al uso público o privado cuya falla no ponga en peligro edificaciones de tipo I,III o IV	II	1
Edificios donde exista aglomeración de personas o material de importancia.	III	1.2
Edificios y otras estructuras destinadas para edificios gubernamentales, municipales o de servicio público	IV	1.2

- **Factor de Reducción**

Tabla 9

Factor de reducción -NCh 433

Sistema Estructural	Material Estructural	R	Ro
Pórticos	Acero Estructural	6	10
	Concreto Armado	7	11
	Madera	5.5	7
Muros	Albañilería Confinada	4	4
	Albañilería Armada	4	4
Cualquier tipo de estructuración o material que no puede ser clasificado		2	—

- **Estimación del Peso Sísmico**

Para el cálculo del peso sísmico se deberá asumir todas las cargas adicionando la sobrecarga mayor al 25% en obras privadas y 50% en obras públicas.

- **Fuerza de Cortante en la Base**

El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_o = C * I * P$$

Donde:

P = Peso de la edificación

C = Coeficiente sísmico

Qo = Esfuerzo de corte basal

I = Coeficiente relativo del Edificio

Norma Sísmica de Estados Unidos

Zona Sísmica:

Se tendrá periodos estructurales de 0.2 s y 0.1 s para determinar parámetros S_S y S_1 . Se asumirá un tiempo de retorno de 475 años.

Perfiles de Suelo

Tabla 10

Perfiles de suelo - norma americana

	Tipo de Suelo	Vs30
A	Roca Dura	>1500 m/s
B	Roca	>750 m/s
C	Suelo muy denso	>360 m/s
D	Suelo medianamente rígido	>180 m/s
E	Suelo de arcilla suave	<180 m/s
F	Suelo que requiere análisis	...

- **Factor de Amplificación Sísmica**

$$C_s = \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Donde:

SD_s = Parámetro de aceleración de respuesta espectral

I_e = Factor de importancia

C_s = Coeficiente de Respuesta Sísmica

R = Factor de modificación de respuesta

- **Factor de Uso o Importancia**

Tabla 11*Factor de importancia-norma americana*

Ocupación o Uso de Edificios	Categoría	Valor - Ie
Edificios de bajo riesgo para la vida humana en caso de falla	I	1
Todos los edificios que no contemplen las categorías I, III o IV	II	1
Edificios cuyo fracaso pueda representar un riesgo a la vida humana o causar un impacto económico sustancial	III	1.25
Edificaciones sustanciales, o cuyo fracaso pueda significar un peligro para la comunidad	IV	1.5

Factor de Reducción**Tabla 12***Factor de reducción-norma americana*

Sistema Estructural	R	F s/c - Ω
Pórticos	3	3
Dual	5	2.5
Muros Estructurales	4	2.5

- Estimación del Peso Sísmico**

Para calcular el peso sísmico se debe considerar las cargas permanentes de la edificación, adicionando una sobrecarga mayor a 25% en viviendas.

- Fuerza de Cortante en la Base**

El esfuerzo de corte basal esta dado por la ecuación:

$$V = C_s * W$$

Donde:

C_s = Coeficiente de Respuesta Sísmica

V = Cortante Sísmico en la Base

W = Peso Sísmico Efectivo del Edificio

Norma Sísmica de Japón

Tabla 13

Zona sísmica-norma de Japón

Zona Sísmica	Z(g)
A	1
B	0.9
C	0.8
Okinawa	0.7

- **Perfiles de Suelo**

Tabla 14

Perfiles de suelo-norma de Japón

Tipo de Suelo		Tc
Tipo I Suelo Duro	Roca, grava arenosa dura o tipo de suelo compacto. Clasificado como antiguo	0.4
Tipo II Suelo Medio	Otros que no sean suelos duros o suaves	0.6
Tipo III Suelo Blando	Depósitos blandos, tierra vegetal, lodo o similar cuya profundidad es de 30m a más.	0.8

- **Factor de Amplificación Sísmica**

$$Ci = Z * Rt * Ai * Co$$

Donde:

Z = Coeficiente de Zonificación

Co = Coeficiente de Corte Estándar

Rt = Factor de Características de Vibración

Ai = Factor de Distribución de Corte Lateral

Ci = Coeficiente de Corte Sísmico Lateral

- **Factor de Reducción**

Tabla 15

Factor de reducción-norma de Japón

Valores para Estructuras de Concreto Armado				
Tipo de Estructura	Excelente Ductilidad	Buena Ductilidad	Normal Ductilidad	Pobre Ductilidad
Pórticos	0.3	0.35	0.4	0.45
Muros	0.35	0.4	0.45	0.5
Dual	0.4	0.45	0.5	0.55

- **Estimación del Peso Sísmico**

Para la estimación del peso sísmico del edificio se debe tomar en cuenta las cargas permanentes y en zonas donde existan carga de nieve se tomarán aproximadamente 1/3 de la carga útil de diseño para las losas.

Fuerza de Cortante en la Base

El esfuerzo de corte basal está dado por la fórmula:

$$Q_i = C_i * W_i$$

Donde:

Q_i = Esfuerzo De Corte Basal

C_i = Coeficiente Sísmico Lateral

W_i = Peso de la edificación

2.2.3.4. NORMA E030 – DISEÑO SISMORRESISTENTE

El reglamento nacional de edificaciones del Perú nos indica que los requerimientos mínimos de toda estructura sismorresistente deben cumplir son los siguientes

- Simetría
- Peso mínimo
- Uso adecuado de materiales
- Resistencia adecuada
- Continuidad estructural
- Ductilidad
- Deformación lateral limitada
- Redundancia estructural

Estos parámetros son de suma importancia para tener una estructura sismorresistente, para ello se propuso parámetros sísmicos dependiendo de la zona en la cual se encuentre la estructura, dichos parámetros son:

- **Zona Sísmica:**

En el Perú, la norma E030 considera 4 zonas sísmicas, las cuales son definidas respecto a la aceleración de la gravedad y tienden a incrementarse en dirección al norte. El factor de zona (Z) tendrá los siguientes valores:

Tabla 16
Zona sísmica

Zona Sísmica	Z
1	0.1
2	0.25
3	0.35
4	0.45

- **Perfiles de Suelo**

El perfil de suelo será definido según el estudio de suelo realizado en la zona de construcción, los perfiles de suelo están definidos como:

Tabla 17
Perfiles de suelo

	Tipo de Suelo	Vs
S0	Roca Dura	>1500 m/s
S1	Roca o suelo muy rígido	>500 m/s
S2	Suelo Intermedio	>180 m/s
S3	Suelo Blando	<180 m/s
S4	Condiciones especiales	..

- **Parámetros de Sitio**

Considerando el tipo de suelo y la zona donde se encuentre la edificación se obtendrá diferentes factores de suelo, definidos se definirán sus periodos.

Tabla 18
Factor de suelo según tipo de perfil.

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 19
Periodos Corto y Largo.

PERIODOS "TP" Y "TL"				
Perfil de suelo				
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

- **Factor de Amplificación Sísmica**

De acuerdo al periodo obtenido, se genera un factor de

ganancia sísmica C definido por la siguiente ecuación:

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

$$TP < T < TL \quad C = 2.5 * (TP/T)$$

$$T > TL \quad C = 2.5 * (TP * TL/T^2)$$

Donde:

T = Periodo Fundamental

TP = Periodo

C = Factor de Amplificación Sísmica

El valor de T vendrá definido por la ecuación 2.10

TL = Periodo

• Factor de Uso o Importancia

Según (RNE, NORMA E.030, 2019) toda edificación se clasifica de acuerdo al factor de uso, según el párrafo mencionado el presente proyecto se proyectará a un almacén, por ello pertenecerá a la categoría B y su factor de uso estaría representado por la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Tabla 20

Factor de Uso o Importancia de la Edificación.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3

Factor de Reducción

Según la (RNE, NORMA E.030, 2019) nos indica que los diferentes tipos de sistema estructural de concreto armado y acero, tendrás ciertas consideraciones respecto a las fuerzas sísmicas actuantes, debido a ellos cada uno de estos sistemas deben garantizar ductilidad y rigidez.

Tabla 21

Categoría y regularidad de las edificaciones.

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

El sistema estructural tendrá un coeficiente de reducción dependiendo del tipo de material el cual se use en la edificación y serán considerados en cada dirección del análisis.

Tabla 22*Coefficiente Básico de Reducción de las Fuerzas sísmicas (R_0).*

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Los componentes en la normativa pueden reducirse en caso de anomalías en la composición. La regla establece que las estructuras se clasifican en regulares e irregulares, según el componente específico de las irregularidades que presenten. Estos componentes anómalos se definen en vistas o planos, y estos componentes se analizan y aplican en ambas direcciones de análisis o investigación. Si hay varias anomalías, se aplica la que tenga el valor más bajo.

Tabla 23*Factor de Irregularidad estructural en altura.*

IRREGULARIDAD EN ALTURA	Factor de Irregularidad la
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad Extrema de Rigidez Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0.5
Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos	0.9
Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0.8
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0.6

Tabla 24*Factor de Irregularidad estructural en planta.*

IRREGULARIDAD EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δm_{ax}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (ΔCM). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible .	0.75
Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δm_{ax}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (ΔCM). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible .	0.6
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0.9
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0.85
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0.9

Después de establecidos los límites sísmicos, se realiza el análisis sísmico que corresponde a la edificación. Se va a tener presente que la regla sugiere que se van a poder hacer 3 tipos de estudio, uno estático o de fuerzas estática equivalente y un estudio modal espectral. Los 2 primeros tipos de estudio van a poder ser utilizados con objetivos de cálculo sísmico.

- **Estimación del Peso Sísmico**

El peso sísmico va a ser igual a la suma de cada una de las cargas permanentes en la composición, y se le adicionará un porcentaje de la carga viva o sobrecarga como se sugiere posteriormente:

- a) En las construcciones A y B, se tomará el 50% de la carga Viva.
- b) En las construcciones C, se tomará el 25% de la carga viva
- c) En depósitos, el 80% del peso total que se logre guardar.
- d) En azoteas y techos generalmente se tomará el 25% de la carga viva.
- e) En construcciones de tanques, silos o semejantes, se considerará el 100% de la carga que logre contener.

Análisis Estático o de Fuerzas Iguales:

Este método se basa en encontrar las fuerzas de demanda sísmica que actúan dentro de la masa de cada diseño. En este tipo de estudio encontramos la siguiente fórmula para su desarrollo:

- **Fuerza de Cortante en la Base**

El esfuerzo de corte basal va a estar determinado por:

$$V = \frac{ZUCSP}{R}$$

Donde:

V = Esfuerzo de corte basal Z = Coeficiente de Zona

U = Coeficiente de Uso

C = Coeficiente de Aceleración Sísmico

S = Coeficiente del Suelo

P = Peso sísmico

R = Factor de Reducción

Debe tenerse en cuenta el valor de CIR no sea menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

- **Distribución de la Fuerza Sísmica**

La fuerza sísmica en cada dirección está incluida en el cálculo:

$$F_i = \alpha_i * V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum \sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

El factor de K variará dependiendo del periodo fundamental.

Donde:

F_i = Fuerza Lateral en el Piso i

V = Fuerza de Cortante Basal

α_i = Factor de Distribución por Piso i

- **Periodo Fundamental de Vibración**

El período de vibración fundamental del edificio para cada dirección de análisis se define mediante la siguiente ecuación:

$$T = \frac{Hn}{Ct}$$

Donde:

CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean.

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada

CT = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muro de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con unión resistente a los momentos, sin arriostramiento.

- **Excentricidad Accidental**

Se asume una excentricidad aleatoria de 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección de análisis para cada dirección analizada.

Análisis Modal Espectral:

- **Modos de Vibración**

La respuesta de la estructura a los esfuerzos generados por una combinación de modos espectrales da como resultado modos vibratorios que se analizan considerando la rigidez y la distribución

de masa de la estructura. Para este propósito, se utilizan al menos tres modos primarios en cada dirección de análisis.

- **Aceleración Espectral**

En el análisis, el espectro inelástico de la pseudoaceleración dado por:

$$S_a = \frac{ZUCSg}{R}$$

Donde:

g = gravedad

Sa = Pseudo – Aceleración

Z = Factor de Zona

C = Coeficiente de Amplificación Sísmica

R = Factor de Reducción por Sistema Estructural

U = Factor de Uso

Este espectro será colocado en el programa considerando cada sentido de análisis de la edificación.

Para cada dirección analizada la fuerza cortante dinámica no podrá ser menor que el 80% de la fuerza cortante estática en estructura que presenten forma regular. Ni menor que 90% en estructuras que presenten forma irregular.

Requisitos de Rigidez, Resistencia y Ductilidad:

- **Determinación de Desplazamientos Laterales**

El desplazamiento lateral para estructuras regulares se hallará multiplicando por 0.75R y para estructuras irregulares será 0.85R.

Desplazamiento lateral relativo permisible

El desplazamiento relativo máximo del entrepiso no debe exceder una fracción de la altura del entrepiso:

$$\text{Distorsión} = \frac{\Delta_i}{H_{ei}}$$

Tabla 25

Valores máximos de la distorsión del entrepiso.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

• Separación entre Edificios (s)

Con el objetivo de evitar el rose o contacto entre edificaciones aledañas se deberá tener en cuenta una distancia o separación mínima “s” y para ello se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

Acero Estructural: Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) Esto se refiere a los recursos de acero del marco y la estructura de celosía, que son partes críticas para soportar la carga de diseño.

Esfuerzo: Según (Del Valle Espinosa, 2005) Se define como fuerza por la magnitud de la fuerza que actúa sobre una parte particular. La unidad de tensión es la fuerza dividida por la unidad de área, que es Pascal N/m en el sistema mundial.

Elasticidad: Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) Es una propiedad

producida por un objeto para que recupere su elongación o forma después de que haya cesado la acción de una fuerza. Basado en la Ley de Hooke.

Ductilidad: Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) Esta es la capacidad de un material para tolerar la deformación bajo un alto esfuerzo de tracción sin romperse. Se define como la flecha final entre las flechas asociadas a los límites flexibles.

Materiales Frágiles: Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) Son esos materiales que al ser llevados a la falla estas colapsan.

Factor de resistencia: Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) La incertidumbre que existe en la durabilidad del material, el tamaño y el procesamiento.

Estado límite de resistencia: Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) el término describe una condición en la que una composición o parte de ella excede su capacidad e integra plasticidad, pandeo, fractura, fatiga y resistencia rotacional.

Estado límite de servicio: Según la (RNE, NORMA E.090, 2019) Este término describe el comportamiento de un edificio bajo cargas de servicio típicas y está relacionado con el uso y la ocupación.

Carga Muerta: Según la (Zapata Baglietto, 1985) Esta es la carga gravitatoria fija de la postura y la fuerza, definida como el peso de todos los recursos unidos permanentemente a la composición.

Carga Viva: Según la (Zapata Baglietto, 1985) Esta carga gravitacional se aplica a la composición a medida que se usa y puede afectar el mantenimiento y los costos durante la vida útil de la composición.

Punto de Fluencia: Según la (Rodríguez Serquén, 2016) Una carga en la que la carga aumenta rápidamente sin un aumento correspondiente en la carga.

Resistencia de Fluencia: Según la (Rodríguez Serquén, 2016) es el

punto específico de la curva esfuerzo – deformación de los aceros.

Tensión: Según la (Rodríguez Serquén, 2016) Una fuerza axial que actúa sobre el componente provoca una fuerza de tracción que deforma el componente longitudinalmente.

Compresión: Según la (Rodríguez Serquén, 2016) Es esta fuerza axial generada en el componente la que provoca la fuerza de compresión y hace que el componente se contraiga.

Placa Base: Según la (Rodríguez Serquén, 2016) Es una placa de apoyo colocada sobre una composición que puede soportar las cargas que se le imponen.

Soldadura: Según la (Rodríguez Serquén, 2016) Es el proceso de consolidar piezas de metal con o sin presión y calentarlas hasta un estado líquido o casi líquido.

Perno: Según la (Rodríguez Serquén, 2016) Estos son recursos metálicos que tienden a coincidir fuertemente con las dos partes metálicas, y estos recursos tienden a revelar fallas por corte y tracción.

2.4. HIPÓTESIS

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

Hi: El análisis comparativo de metodologías ASD y LRFD influye en el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis - 2022.

2.5. VARIABLES

2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE

Diseño de los elementos estructurales

Indicadores:

- Tipo de suelo
- Sistema estructural
- Zonificación sísmica
- Altura de la estructura
- Fuerza sísmica
- Cargas estructurales
- Peso de la edificación
- Momentos
- Cargas axiales
- Cortantes

2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE

Metodologías ASD y LRFD.

Indicadores:

- Resistencia nominal
- Factor de resistencia
- Factor de carga
- Combinación de carga
- Cargas nominales

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 26

Sistema de variables-dimensiones e indicadores.

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	TIPO DE VARIABLE	ESCALA DE MEDICIÓN
V. dependiente Diseño de los elementos estructurales	Estructura del almacén	• Tipo de suelo • Sistema estructural • Zonificación sísmica • Altura de la estructura • Fuerza sísmica • Cargas estructurales • Peso de la edificación • Momentos • Cargas axiales • Cortantes	Cuantitativa.	Discreta
V. independientes Metodologías ASD y LRFD.	Parámetros de diseño	• Resistencia nominal • Factor de resistencia • Factor de carga • Combinación de carga • Cargas nominales	Cuantitativa.	Discreta.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. ENFOQUE

El trabajo investigativo presentado por mi persona tiene el objetivo de diseñar un almacén de estructura metálica usando los métodos de diseño ASD y LRFD los cuales son aceptados por la norma E090, Así mismo se realizará el análisis sísmico considerando los parámetros que nos indica la norma E.030-Diseño Sismorresistente, según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010) esta definición hace referencia a la investigación tipo cuantitativo.

En conclusión, el presente trabajo de investigación será una investigación de tipo cuantitativo.

3.1.2. ALCANCE O NIVEL

El nivel o alcance de la investigación es explicativo tal como lo menciona Hernández y Mendoza (2018): Los estudios explicativos van más allá de la descripción de fenómenos, conceptos o variables o del establecimiento de relaciones entre estas; están dirigidos a responder por las causas de los eventos y fenómenos de cualquier índole (naturales, sociales, psicológicos, de salud, etc.). Como su nombre lo indica, su interés se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta, o por qué se relacionan dos o más variables.

3.1.3. DISEÑO

Según (Hernández, 2014) nos indica que cuando la investigación presente un carácter de diseño no experimental, es decir se trabaja sin manipular, cambiar o experimental con la variable libre, o son indagación de investigaciones que en tiempos anteriores ya

acontecieron; la invitación será analizada de tal forma como se suscitan las anteriores investigaciones.

En conclusión, de acuerdo con el anterior párrafo, esta investigación tendrá un diseño no experimental.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. POBLACIÓN

Según (Hernández, 2014) la población que presenta una investigación está determinada por todos los elementos que conforman u ostentas una gran variedad de caracteres en común, estos pueden estar confirmados por objetivos, dimensiones o individuos que se presentan en la ubicación.

En conclusión, mi población está definido por distintos tipos de almacenes o galpones de estructura metálica en el distrito de amarilis.

3.2.2. MUESTRA

Según (Tamayo y Tamayo, 2004) la muestra que presenta una investigación esta agrupada por una cantidad diminuta de individuos que conforma un total de toda la población de manera que posteriormente estas muestras son estudiadas y analizadas de forma continua.

En conclusión, la muestra está conformada por el almacén de estructura metálica proyecta en la ciudad de Amarilis y siguiendo las normas establecidas en el reglamento nacional de edificaciones.

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Según (Hernandez, 2014) nos menciona que las técnicas para la recolección de datos para una investigación son componentes sistematizadas de maneras que deben ser escogidas considerando “el

porque, para que y como se investigara”.

Técnicas: Para la recolección de datos esta investigación recurrirá primeramente a la observación de los lugar donde se planteara la investigación esto con el objetivo de poder obtener datos como las características morfológicas del terreno y las características mecánicas del suelo, también se revisara bibliografías y páginas webs, de manera que la recolección de datos de estas fuentes servirá para obtener resultados confiables con un grado de seguridad que dicta el reglamento nacional de edificaciones en las normas E020 cargas, E030 diseño sismorresistente, E060 concreto armado y E090 estructuras metálicas.

Instrumentos: Los principales instrumentos que se utilizaron para la recolección de datos de la investigación fue:

1). Fichas de recolección de datos:

Para poder conocer las propiedades mecánicas del suelo donde se plateará el proyecto se necesitará realizar un estudio de suelos y para ello emplearemos fichas de investigación, la cuales tendrán como principales instrumentos tamices, balanza, un horno eléctrico, recientes cerámicos y metálicos, equipo de corte directo y otros instrumentos.

2) Documentos de archivo y fuentes:

Se emplearán diferentes fuentes bibliográficas y documentos nacionales para la elaboración de la investigación.

- Norma E030 Diseño sismorresistente 2016
- Norma E030 Diseño sismorresistente 2018
- Norma E050 Suelos y cimentaciones
- Norma E060 Concreto armado
- Norma E090 Estructuras metálicas
- Normativas y estándares americanos AISC/ANSI/ASTM

- Investigaciones, Publicaciones (artículos, ponencias, etc.)
- Libros

El software ETABS se empleará para el modelamiento y el análisis de los parámetros sismorresistentes introducidos en este software para

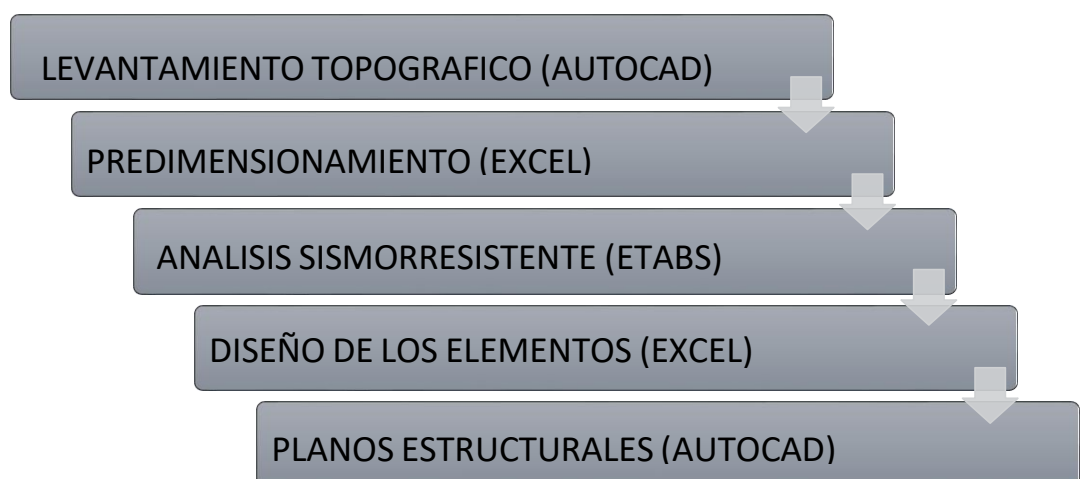
posteriormente obtener las derivas, el software Excel se empleará para el Predimensionamiento y el diseño de los elementos estructurales de la estructura, también emplearemos referencias visuales y páginas web para poder realizar una investigación optima y con criterios adecuados.

3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS

Para la presentación datos obtenido se empleará software de análisis y diseño estructural ETABS, así también como AUTOCAD 2019 para la elaboración de los planos de estructurales y también pararealizar el plano de ubicación y el levantamiento topográfico en este software, así también el Microsoft Office Excel, para predimensionar y posteriormente realizar el diseño de los perfiles que se empelaran en la investigación.

Figura 13

Para la presentación de datos



3.4. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Las técnicas para el procesamiento y análisis de datos se realizaron utilizando las tablas del Microsoft Office Excel, de manera que se colocaron las consideraciones necesarias para el diseño de los perfiles en las tablas Excel, así también los resultados obtenidos por el software estructural ETABS para realizar el análisis sismorresistente considerando el Reglamento nacional de edificaciones.

Los métodos aplicados para el diseño sean el ASD “diseño por esfuerzos admisibles” y el LRFD “diseño con factores de resistencia” y para el diseño se consideraron las indicaciones que dictan la norma E090 de estructuras metálicas y también las consideraciones de la AISC, norma internacional para definir su resistencia y perfiles.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

La tesis se desarrolla en la ciudad de Huánuco, en el distrito de Amarilis, aprovechando un terreno propiedad sobre el cual la edificación se proyecta con fines de almacén de herramientas y materiales.

4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS

4.1.1. DATOS GENERALES

La edificación está proyectada para el distrito de Amarilis, región Huánuco, donde se tiene un terreno con un área total de 2144 metros cuadrados de los cuales 1152 m² serán destinados para la construcción del almacén metálico. Teniendo como dimensiones 24m x 48m y se propuso una altura de 7.5 metros.

El almacén está confirmado en su totalidad por perfiles de metal previamente teniendo en cuenta el tipo de edificación.

4.1.2. ESTUDIO DEL LUGAR

Comentado lote se realizó un análisis de suelos llevado a cabo con objetivos de cimentación, de igual manera, en el análisis de suelos se definen las fronteras sísmicas con los cuales trabajaremos para la preparación del modelo metálico.

Del análisis se establece lo próximo:

- La muestra de la Calicata 01 corresponden a varios estratos con una clasificación de suelos SUCS:
- M-1 SM: Arena limosa con grava
- El terreno evaluado donde descasaran las estructuras proyectadas es de buena capacidad de soporte al estar constituido por suelos de naturaleza granular (gravas, limos, arenas y rocas).

- Los valores obtenidos para la capacidad de carga admisible para el diseño de la cimentación:
- De la C-01 Recomendamos como valor único de diseño $Q_{adm} = 1.85 \text{ Kg/cm}^2$
- Con estos valores, no se espera problemas por asentamientos, ya que están por debajo de lo permisible.

Tabla 27

Factores sísmicos del lugar

Zona 02 - $Z=0.25$
Arena limosa con grava – S2
Factor de Amplificación del Suelo - $S=1.20$
Categoría: Importante B
Sistema estructural: Acero “arriostres excéntricos”
Factor de Uso - $U= 1.30$
$R_o=7$

Nota: la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos del lugar donde se está planteando el almacén metálico para su análisis y diseño.

4.1.3. CARGAS DE DISEÑO

Se seleccionaron geometrías estructurales simétricas en ambas direcciones para lograr un mejor desempeño estructural y cumplir con los requisitos mínimos de rigidez y regularidad compositiva. Estos componentes ayudan a definir los diseños sísmicos y el esfuerzo que imponen en las configuraciones de una manera más sencilla.

El sistema constructivo está determinado por perfiles metálicos, cuya resistencia depende de las especificaciones técnicas del distribuidor. Esto se debe a que se selecciona el perfil apropiado para cada elemento de construcción para acomodar la construcción y no el exceso de trabajo.

Las cargas están definidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones E020 para cada material de caja del modelo en el que se está trabajando:

- **Carga Muerta:** La cual va a estar determinada por el peso propio de la composición y el material estructural con el que cuente.
- **Carga Viva:** La cual va a estar determinada por la sobrecarga definida para el piso en el que se le aplique.
- **Cargas sísmicas:** Las cargas sísmicas se definen según la normativa E030 del RNE y utilizan los componentes ya determinados anteriormente.
- **Cargas de viento:** Las cargas de viento se ignoran ya que este trabajo se basa en estudios sísmicos. Además, debe tenerse en cuenta que, para cotas del suelo ligera o subjetivamente más altas, las cargas de viento tienden a ser más dominantes en la composición.

Las combinaciones de carga se basan en la Norma E.090 "Estructuras Metálicas del Reglamento Nacional de la Edificación (RNE)". Considerando que el diseño propuesto está determinado por los métodos de diseño LRFD y ASD, obtenemos las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 28
Combinación por el método LRFD

Combinación	Cargas
Combinación 01	1.4 CM
Combinación 02	1.2 CM + 0.5 CVA
Combinación 03	1.2 CM + 1.6 CVA
Combinación 04	1.2 CM + 1.0 CSX
Combinación 05	1.2 CM - 1.0 CSX
Combinación 06	1.2 CM + 1.0 CSY
Combinación 07	1.2 CM - 1.0 CSY
Combinación 08	0.9 CM + 1.0 CSX
Combinación 09	0.9 CM - 1.0 CSX
Combinación 10	0.9 CM + 1.0 CSY
Combinación 11	0.9 CM - 1.0 CSY

Nota: la anterior tabla se puede apreciar las combinaciones por el método LRFD del almacén metálico para su análisis y diseño.

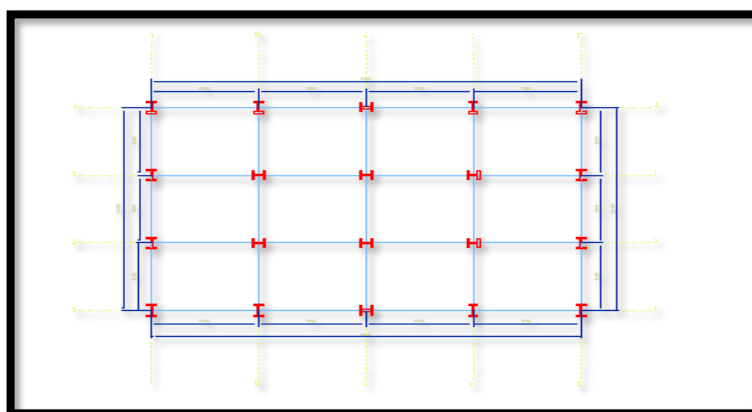
Tabla 29
Combinación por método ASD

Combinación	Cargas
Combinación 01	CM
Combinación 02	CM + CVA
Combinación 03	CM + 0.75 CVA
Combinación 04	CM + 0.7 CSX
Combinación 05	CM - 0.7 CSX
Combinación 06	CM + 0.7 CSY
Combinación 07	CM - 0.7 CSY
Combinación 08	0.6 CM + 0.7 CSX
Combinación 09	0.6 CM - 0.7 CSX
Combinación 10	0.6 CM + 0.7 CSY
Combinación 11	0.6 CM - 0.7 CSY

Nota: la anterior tabla se puede apreciar las combinaciones por el método ASD del almacén metálico para su análisis y diseño.

Si los componentes están predeterminados, lo único que falta es un modelo para diseñar el campamento. Este modelo da las siguientes distribuciones estructurales para fines analíticos.

Figura 14
Plano vista en planta



Nota: la anterior imagen se aprecia la vista en planta de modelo planteado inicialmente para el almacén metálico.

Los perfiles utilizados en las columnas metálicas se dispusieron para dar similar rigidez en ambos sentidos, considerando por igual la resistencia requerida para la construcción, a fin de evitar y en alguna medida minimizar mayores desplazamientos del entrepiso. Perfiles H y

W con alma maciza. Se logra la etapa y así se le da más ductilidad y rigidez a la composición.

4.1.4. PREDIMENSIONAMIENTO DEL ALMACÉN METÁLICO

Para realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales en acero se debe tener ciertas consideraciones, ya que el acero es un material altamente resistente y para el posterior diseño se tendrá que variar las dimensiones. Pero algunos libros sugieren usar valores aproximados considerando el esfuerzo producido por las cargas.

En la norma E090 de estructuras metálicas no mencionan los valores para el predimensionamiento de los elementos, por ello se considerará las opiniones de diferentes autores que manejan parámetros como:

$$\text{Área de la columna} = k \times P$$

Donde:

k = factor relacionado a la ubicación de la columna

$k = 8$ – Columna Central

$k = 15$ – Columna Lateral

$k = 21$ – Columna Esquinera

P = Carga de columna en toneladas

Esta relación expresa el área en cm². Esta suposición se enfoca en la posición sin considerar la interacción de la esbeltez de la columna o el tipo de material utilizado. Esto se debe a que el acero viene en diferentes grados de material y se daña de manera bastante directa por la delgadez del elemento.

Otro método de predimensionamiento se basa en considerar el costo existente N limitado por el Q_{adm} proporcionado por el tipo de perfil

utilizado en la siguiente fórmula:

$$A > \frac{N}{Q_{adm}}$$

Donde:

N = *Esfuerzo que recae sobre el suelo*

Q_{adm} = *Resistencia admisible del suelo*

También nos indica que esta estimación está dada en la relación según la esbeltez de las columnas menor a 100, en cuanto a los elementos que se encuentren a flexión como las vigas se tendrán las siguientes ecuaciones:

$$W_f > \frac{M_f}{Q_{adm}}$$

Donde:

W_f = *Momento Resistente del perfil a usar*

M_f = *Momento actuante máximo sobre la viga*

Q_{adm} = *Esfuerzo admisible del suelo*

Las vigas omiten parte de la capacidad de carga lateral que debe tenerse en cuenta al diseñar para esta clase de recurso. En ambos casos, se crea un perfil de resistencia aproximado a la carga de restricción basado en la ecuación de resistencia por unidad de área del material y la carga de restricción.

Investigaciones previas han demostrado que la creación de una tabla para el predimensionamiento de perfiles de acero estructural requiere controlar el factor para cada carga que pueda soportar y evaluar la inestabilidad que maneja el factor, pandeo, torsión, etc. que determina la configuración o conduce al colapso. Asimismo, en este estudio se recopilaban curvas ya estimadas para determinar la inestabilidad aproximada de cada perfil según el Euro código, y las pruebas o ensayos

realizados en laboratorio dependieron del tipo de perfil procesado. en el ambiente.

La RNE E090 no proporciona instrucciones sobre estructuras metálicas, componentes o métodos de aproximación para crear un diseño previo de recursos de acero estructural, sino varias teorías o métodos para considerar factores que tienen en cuenta el diseño previo:

- Relaciones columna-viga basadas en criterios de columna fuerte-viga débil.
- Flecha admisible razonable de recursos tales como vigas y losas.
- Tipo de estructura.
- Resistencia proporcionada en combinación con el esfuerzo que soportará la pieza dado el tipo utilizado.
- Un parámetro de esbeltez que define el radio mínimo de rotación para miembros prediseñados.

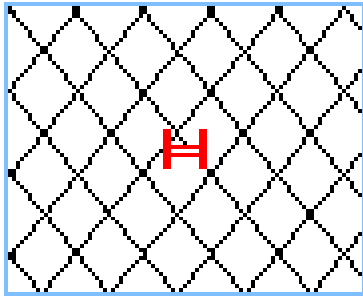
La norma sugiere que los componentes diseñados en acero deben tener más resistencia de la necesaria, por lo que se itera el diseño hasta obtener un componente que cumpla con este requisito. Tomando como punto de partida este presupuesto y teniendo en cuenta la fórmula de cada componente para la carga solicitada, esto es lo que necesitarás:

Pre – dimensionamiento de columnas

La columna se encuentra sometidas a compresión, pero debido a las fuerzas sísmicas este elemento también presentara momento en la parte inferior a causa de la fuerza sísmica, no obstante, se dificultaría calcular los momentos producidos por la fuerza sísmica debido a que este entraría en la etapa de diseño, por ello el predimensionamiento estará principalmente proyecta a base del área tributaria y a las cargas que puedan estimarse como se muestra en la figura:

Figura 15

Área tributaria de la columna central



Nota: la anterior imagen se aprecia el área tributaria tomado en cuenta para el predimensionamiento del almacén metálico para su análisis y diseño.

Utilizando AutoCAD, encontramos que el área de entrada es de 96 m² y, considerando el peso de los elementos que componen el sistema, aplicamos una carga de aproximadamente 300 kg/m².

$$P_u = 300 \text{ kg/m}^2 \times 96.00 \text{ m}^2$$

$$P_u = 28\,800 \text{ Kg}$$

El predimensionamiento de las columnas según la norma E090 de estructuras metálicas estará proyectada de la siguiente manera:

$$P_n = A_g \times F_{cr}, \text{ donde } P_u \leq P_n$$

para cumplir la condición de resistencia

$$A_g > P_u / F_{cr}$$

Donde F_{cr} viene a ser el esfuerzo crítico el cual depende de la esbeltez de las columnas, así como del factor K y otras variables, en este caso para el proyecto se consideró un sistema de pórticos entonces el valor de K vendría a estar definido una vez analizado el pórtico, entonces se asume un F_{cr} igual a $0.5 F_y$, de la siguiente manera:

$$A_g > P_u / 0.5 \times F_y$$

Considerando que el perfil de acero portante es $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$:

$$A_g > 28\,800 / 0.5 \times 3500$$

$$A_g > 16.455 \text{ cm}^2 <> 2.555 \text{ "}^2$$

Esto nos indica que la sección efectiva de la columna es mayor a 2.55 in² o 16.455 cm², además las columnas metálicas están regidas por su esbeltez, debido a que estas suelen ser resistentes, por ello la esbeltez es un parámetro a considerar para definir el predimensionamiento. La norma E090 nos indica que la esbeltez para los elementos será igual a:

$$Kl/r < 200$$

Donde el factor K dependerá del sistema de pórtico y sus elementos que lo conforman, como en este punto nos encontramos en el predimensionamiento se puede asumir un factor K igual a 1, además tendremos una altura igual a 7.5 m con lo que determinaría el radio de giro mínimo.

$$L/r < 200$$

$$r > 3.75 \text{ cm} <> 1.48 \text{ "}$$

Considerando que nos encontramos en el pre – dimensionamiento, el perfil a usar podría ser:

$$\text{Columnas} = W10 \times 45$$

$$\text{Área} = 13.3 \text{ in}^2$$

$$r_{\min} = 2.01 \text{ in}$$

Dado que estamos usando un sistema de marcos, podemos estimar el factor de relación entre columnas fuertes y vigas débiles, pero no es muy preciso. Considerando la carga distribuida que actúa a lo largo de toda la longitud de la viga, usamos la siguiente fórmula para calcular la acción momento:

$$M_u < M_n = M_p, \text{ donde } M_p = F_y \times Z$$

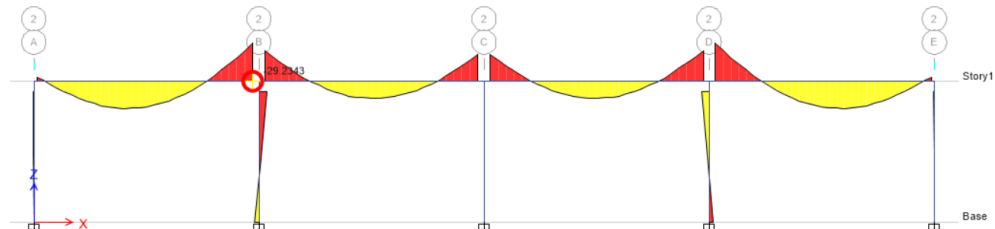
$$M_u < F_y \times Z$$

$$Z > M_u / F_y$$

Aplicando el sistema aporticado en el software ETABS calcularemos el momento flector como se indica la figura:

Figura 16

Diagrama de momento flector en la viga



Nota: la anterior imagen se aprecia el diagrama de momento flector en la viga obtenido del software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

$$Mu = 29.2543 \text{ Tn} - m$$

$$Zx > 29.2543 / 35000$$

$$Zx > 835.86 \text{ cm}^3 \text{ ó } 50.99 \text{ "}^3$$

Por lo tanto, se seleccionará el siguiente perfil:

Viga = W 14 x 34

Resumiendo, se tendrían los siguientes elementos:

Columna = W 10 x 45

Viga = W 14 x 34

Teniendo en cuenta el sistema estructural utilizado para diseñar los apoyos, el estándar E030 para estructuras sísmicas es dúctil y no puede soportar fuerzas sísmicas, ya que apuntan a configuraciones que son lo suficientemente fuertes para resistir la acción sísmica. Por lo tanto, se realizan cambios en la estructura del almacén para implementar lo establecido en la norma E030.

4.1.5. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Para realizar el análisis sísmico de la estructura se utilizó el software ETABS donde se realizó un modelamiento de la estructura teniendo en

cuenta las dimensiones de los elementos estructurales. En el software se colocó los perfiles que se utilizaran y se determinó el peso de la estructura mediante el programa ETABS. Una vez definida los perfiles a usar se definirán su peso de cada uno de ellos como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 30
Perfiles de los elementos estructurales

PERFIL	PESO (kg/m)	PESO (lb/ft)
W18 X 50	75	50
W21 X 101	151.5	101
W24 X 176	264	176

Nota: la anterior tabla se aprecia los perfiles de los elementos estructurales que se emplearan en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Se empleará para cargar muertas (200 kg/m²), cargas vivas (50 kg/m²) y los parámetros sísmicos de:

$$H_n = 750 \text{ cm}$$

$$C_t = 35 \text{ (Pórtico de acero sin arriostramiento)}$$

Usando los datos definidos anteriormente y considerando que S2 tiene un TP de 0.60 como se muestra en la Tabla 19, necesitamos:

$$T = 0.2141 \text{ seg} \text{ } \langle \rangle \text{ Entonces; } T < TP \text{ } \langle \rangle \text{ } C = 2.5$$

Tabla 31
Irregularidad en altura del almacén

Irregularidad	existe (si o no)	argumento
Masa o Peso	Ninguna	Las irregularidades se dan en altura cuando se tienen sistemas de entresijos, la estructura proyectada es solo una planta única.
Geometría Vertical	Ninguna	
Sistema Resistente	Ninguna	
Rigidez - Piso Blando	Ninguna	
Resistencia - Piso Débil	Ninguna	
Extrema Rigidez	Ninguna	
Extrema Resistencia	Ninguna	

Nota: la anterior tabla se aprecia la irregularidad en altura que se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Tabla 32
Irregularidad en planta del almacén

Irregularidad	existe	argumento
Torsional	Ninguna	La estructura es simétrica y regular
Torsional Extrema	Ninguna	
Esquinas Entrantes	Ninguna	No posee una disminución en su área en planta
Discontinua Diafragma	Ninguna	Estructura solo presenta un nivel
Sistemas No Paralelos	Ninguna	la estructura tiene forma de rectángulo y es simétrico

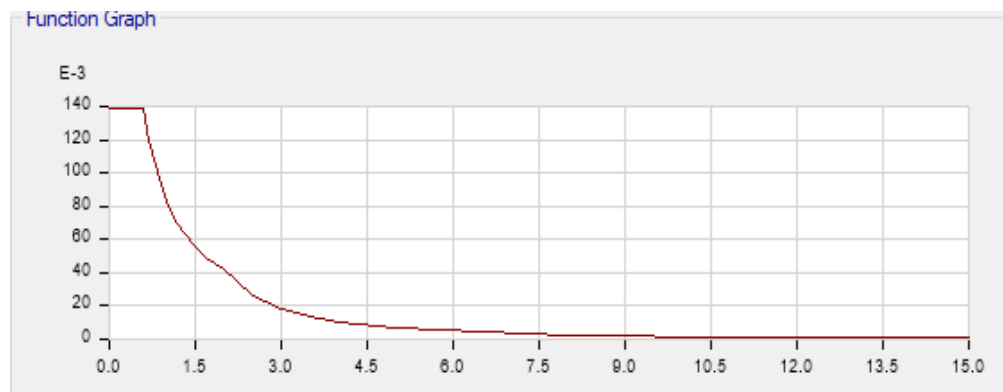
Nota: la anterior tabla se aprecia la irregularidad en planta que se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Después de analizar los contornos correspondientes y las irregularidades del plan, los espectros de respuesta relacionados con el yacimiento se evalúan con el software ETABS y los espectros de respuesta se utilizan para realizar levantamientos espectrales modales, preestablecidos considerando límites sísmicos:

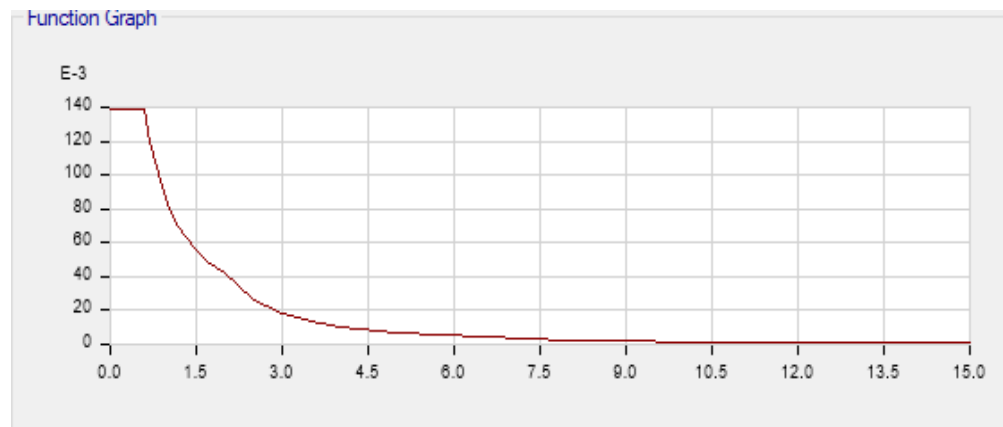
Tabla 33*Parámetros sísmicos del almacén*

Parámetros	Símbolo	Valor
Zonificación	Z-2	0.25
Condición del Suelo	S-2	1.2
Categoría de Uso de la Edificación	U-B	1.3
Factor de Amplificación Sísmica	C	2.5
Coeficiente de Reducción - IMF	Rx	7
	Ry	7

Nota: la anterior tabla se aprecia los parámetros sísmicos se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Figura 17*Espectro de aceleración en X*

Nota: la anterior figura se aprecia el espectro de aceleración en X se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Figura 18*Espectro de aceleración en Y*

Nota: la anterior figura se aprecia el espectro de aceleración en X se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Estimación del peso del almacén

Para decidir el peso de la construcción se debería considerar el tipo de sistema por su importancia, el cual nos mencionará cómo va a ser la estimación del peso según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Para esta situación, la estructura es de tipo B por lo que su estimación de peso va a ser:

$$P = 100\% \text{ Carga Muerta} + 25\% \text{ Carga Viva Techo}$$

Teniendo presente que la norma E030 sugiere que se tomará el total de la carga persistente, en esta situación podría ser la carga muerta, y se le adicionaría un porcentaje de la carga viva, para el almacén de metal tendríamos que considerar una carga viva de techo solo del 25% de la carga viva. En el programa ETABS se colocaron los materiales a utilizar con su respectivo peso específico, además se añadieron las cargas faltantes que no fueron asumidas por el programa, con lo que el programa nos proveería una estimación del peso de la construcción. Aun de esta forma escogió hacer un metrado de cargas para verificar lo estipulado en el programa:

En primer lugar, se determinó la carga correspondiente al perfil utilizado. Se mide en libras por pie (lb/ft) y se multiplica por 1,5 para convertirlo a kg por metro (kg/m). Las siguientes cargas corresponden a cargas muertas.

Tabla 34
Peso de las columnas

Perfil	Masa en libras/pies	Masa en kilogramos/metro	Altura	similares	Peso Total (kg)
W 24 X 176	176.00	264.00	7.50	20.00	39600.00
				Total, peso	39600.00

Nota: la anterior tabla se aprecia el peso de las columnas se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Tabla 35*Peso de las vigas*

Perfil	Masa en libras/pies	Masa en kilogramos/metro	Longitud	similares	Peso Total (kg)
W 21 x 101	101.00	151.50	12.00	16.00	29088.00
W 18 x 50	50.00	75.00	8.00	15.00	9000.00
				Total, peso	38088.00

Nota: la anterior tabla se aprecia el peso de las vigas se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

A esto se suma el peso de la cubierta de aluminio. Entre otros elementos, la carga ya definida anteriormente es una carga fija de 200 kg/m². Se supone que el techo de aluminio está inclinado en un ángulo de 4,00°, el área encerrada de la columna de carga máxima es de 96,2 m², reducida por alcance. Esta carga corresponde a la carga muerta:

Tabla 36*Peso de la C.M de la cubierta metálica*

Calamina	Masa (kg/m ²)	Cantidad	Área Techo (m ²)	Peso Total (kg)
Carga Muerta	200.00	1.00	1154.40	230880.00
			Total, Carga Muerta	230880.00

Nota: la anterior tabla se aprecia el peso de la C.M de la cubierta metálica que se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Tabla 37*Peso de la cubierta metálica*

Calamina	Masa (kg/m ²)	Ancho	Área Techo (m ²)	Peso Total (kg)
Carga Muerta	2710.00	0.02	1154.40	62568.48
			Total, Carga Muerta	62568.48

Nota: la anterior tabla se aprecia el peso de la cubierta metálica que se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Para el caso de la carga viva se definirá aplicando la norma E020 la cual nos indica que para coberturas metálicas se considera una carga viva de 50kg/m², teniendo en cuenta esto tomaremos una carga viva de 50kg/m². En esta norma también nos indica que se puede considerar un

25% de la carga viva para el caso de los techos como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 38

Peso asumido de la carga viva

Cubierta	%	Peso (kg/m ²)	Cantidad	Área Techo (m ²)	Peso Total (kg)
Carga Viva	0.25	50	1	1154.40	14,430.00
Total, Carga Viva					14,430.00

Nota: la anterior tabla se aprecia el peso asumido de la carga viva que se deberá tener en cuenta en el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Para hallar el peso sísmico usaremos las cargas anteriormente obtenidas ya que estos nos servirán para poder calcular los modos de vibración y posteriormente compararlos con los resultados que nos ofrece el ETABS.

Tabla 39

Peso sísmico total

Peso Sísmico Total	100% CM	371,136.48
	25% CV	14,430.00
Total (kg)		385,566.48
Total (Tn)		385.56648

Nota: la anterior tabla se aprecia el peso sísmico total para el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

Tabla 40

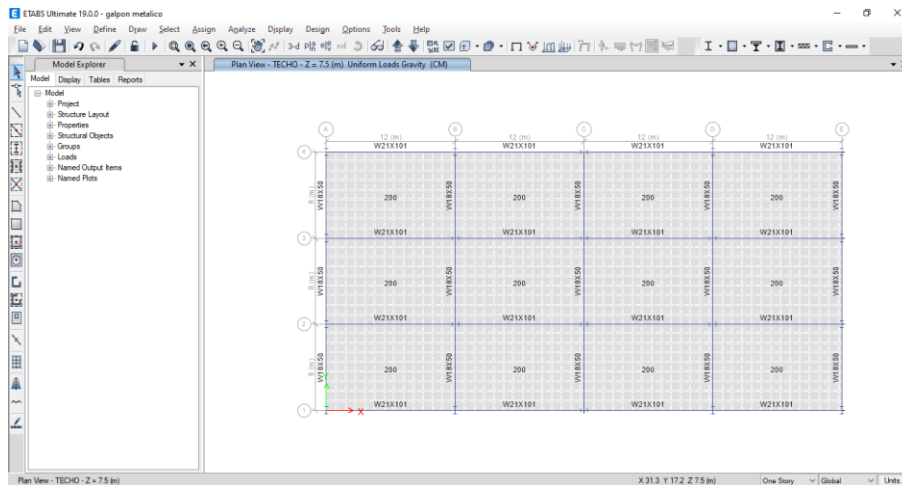
Masa total del almacén

Masa Total	Peso (Tn)	385.56648
	Gravedad(m/s ²)	9.8
	Masa (Tn- s ² /m)	39.34

Nota: la anterior tabla se aprecia la masa total del almacén para el modelamiento en el software ETABS del almacén metálico para su análisis y diseño.

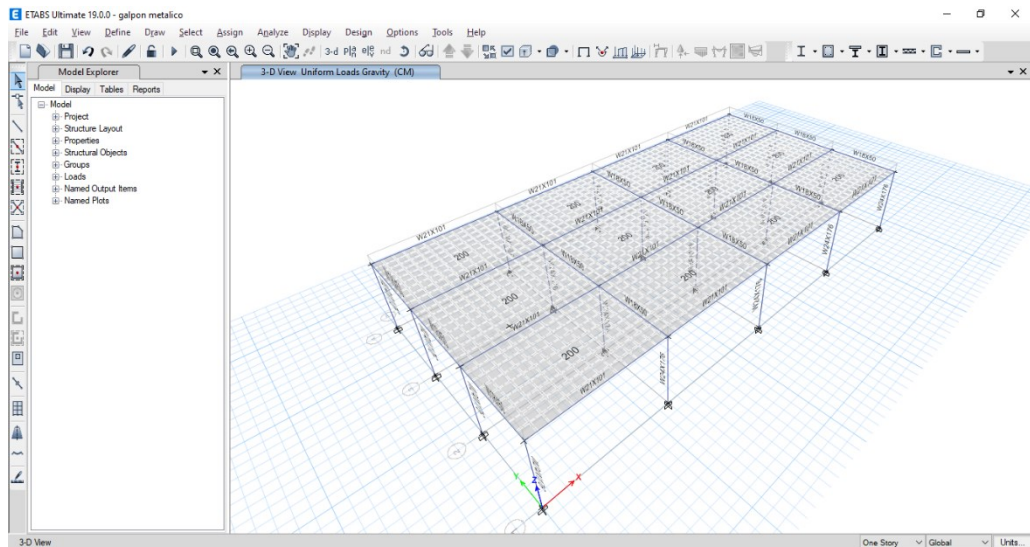
Para realizar el modelo en el programa ETABS primeramente definimos las grillas en los ejes X e Y teniendo en cuenta la distribución anteriormente realizada, adicional a esto se define la altura de la edificación la cual también fue definida anteriormente.

Figura 19
Modelación 2D del almacén en ETABS



Nota: la anterior imagen se aprecia la vista en planta del modelamiento del almacén en el software ETABS para su análisis y diseño.

Figura 20
Modelación 3D del almacén en ETABS



Nota: la anterior imagen se aprecia la vista 3D del modelamiento del almacén en el software ETABS para su análisis y diseño.

Una vez determinado el modelo, se procedemos a definir el material de los perfiles de acero que utilizaremos para diseñar el almacén, para ello usaremos un acero con un peso igual a 7.85 Tn/m³. Procedemos a ingresar los datos que nos solicita el software ETABS como se muestra la figura

Figura 21
Propiedades del acero ETABS

General Data	
Material Name	acero
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
☒ Specify Weight Density	☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7849.05 kgf/m³
Mass per Unit Volume	800.38 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20389019158 kgf/m²
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	7841930445 kgf/m²

Nota: la anterior imagen se aprecia las propiedades del acero estructural para modelamiento del almacén en el software ETABS para su análisis y diseño.

Una vez determinado el material, se debe disponer el tamaño del perfil que se utilizará para la estructura portante. Use el comando (definir) para esto. ¿Dónde están las propiedades de la sección de perfil de metal (sección de propiedad) ?, Se importan del marco (sección de marco) utilizado para el recorte. Aquí seleccionamos una sección de viga con W 21 x 101 y W 18 x 50 y una columna con perfil W 24 x 176. Como nota adicional, estos perfiles son específicos del software ETABS y sus valores no se pueden cambiar.

Figura 22
Propiedades de la sección W24x176

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a W24x176 section. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Property Name: W24X176
 - Material: acero
 - Display Color: (magenta square)
 - Notes: (empty text area)
- Shape:**
 - Section Shape: Steel I/Wide Flange
- Section Property Source:**
 - Source: AISI14
 - Convert To User Defined (button)
- Section Dimensions:**

Dimension	Value	Unit
Total Depth	0.64008	m
Top Flange Width	0.32766	m
Top Flange Thickness	0.03404	m
Web Thickness	0.01905	m
Bottom Flange Width	0.32766	m
Bottom Flange Thickness	0.03404	m
Fillet Radius	0.0127	m
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers... (button)
 - Currently Default (text)

Buttons at the bottom: OK, Cancel, Show Section Properties...

Nota: la anterior imagen se aprecia las propiedades de la sección W24x176 para modelamiento del almacén en el software ETABS para su análisis y diseño.

Figura 23
Propiedades de la sección W21x101

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a W21x101 section. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Property Name: W21X101
 - Material: acero
 - Display Color: (green square)
 - Notes: (empty text area)
- Shape:**
 - Section Shape: Steel I/Wide Flange
- Section Property Source:**
 - Source: AISI14
 - Convert To User Defined (button)
- Section Dimensions:**

Dimension	Value	Unit
Total Depth	0.54356	m
Top Flange Width	0.31242	m
Top Flange Thickness	0.02032	m
Web Thickness	0.0127	m
Bottom Flange Width	0.31242	m
Bottom Flange Thickness	0.02032	m
Fillet Radius	0.0127	m
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers... (button)
 - Currently Default (text)

Buttons at the bottom: OK, Cancel, Show Section Properties...

Nota: la anterior imagen se aprecia las propiedades de la sección W21x101 para modelamiento del almacén en el software ETABS para su análisis y diseño.

Figura 24
Propiedades de la sección W18x50

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: W18x50

Material: acero

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: AISC14 Convert To User Defined

Section Dimensions

Property	Value	Unit
Total Depth	0.4572	m
Top Flange Width	0.1905	m
Top Flange Thickness	0.01448	m
Web Thickness	0.00902	m
Bottom Flange Width	0.1905	m
Bottom Flange Thickness	0.01448	m
Fillet Radius	0.01021	m

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK Cancel

Nota: la anterior imagen se aprecia las propiedades de la sección W18x50 para modelamiento del almacén en el software ETABS para su análisis y diseño.

El siguiente paso el cual realizaremos es definir las cargas teniendo en cuenta los factores que nos indica la E030 para este tipo de edificaciones. Tomando un peso propio igual a 100% y 25 % de las cargas vivas.

Figura 25
Peso sísmico ETABS

Mass Source Data

Mass Source Name: PESO SISMICO

Mass Source

☐ Element Self Mass

☐ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
PP	1
CM	1
CV	0.5
CVT	0.25

Add Modify Delete

Mass Options

☒ Include Lateral Mass

☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Nota: la anterior imagen se aprecia el peso sísmico que considerara el software ETABS para su análisis y diseño del almacén metálico.

Una vez que ya hemos definido el multiplicador de masa para el peso sísmico se procede a iniciar el análisis para calcular el dicho peso sísmico como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 41*Peso sísmico en X e Y y cortante basal*

TABLE: Load Pattern Definitions					
Nombre	Tipo	C	K	Peso usado	Corte basal
				Tn	Tn
Sxest	Sismo	0.0898	1	363.12	40.38
Syest	Sismo	0.0898	1	363.12	40.38

Nota: En la anterior tabla se aprecia el peso sísmico en X e Y y cortante basal que considerara el software ETABS para su análisis y diseño del almacén metálico.

Como se aprecia en el anterior tabal el software nos brinda un peso sísmico con el cual hallaremos el cortante basal teniendo en cuenta los parámetros sísmico Z, U, C, S y R.

$$Coeficiente\ basal = \frac{ZUCS}{R} = 0.25 \times 1.3 \times 2.5 \times \frac{1.20}{7}$$

$$CB = 0.1112$$

Los resultados obtenidos por el programa nos indica que tenemos una carga igual 363.12 Tn, pero en nuestro metrado calculamos una carga igual 371.136 Tn lo cual es una variación de 8 toneladas esto nos puede indicar que el peso con el cual trabaja este software no es el mismo tomado por los libros.

Una vez calculado el peso sísmico procedemos a calcular la cortante basal:

$$V_x = V_y = 363.12 \times 0.1112 = 40.38\ Tn\ (ETABS)$$

$$V_x = V_y = 371.136 \times 0.1112 = 41.27\ Tn\ (Metrado\ de\ cargas)$$

Vemos que las fuerzas de cortante basal son semejantes, variando tan solo 0.89 Tn por lo que asumiremos que los datos y el procedimiento que elaboramos está correcto. Luego de hallar estos factores procederemos a calcular los desplazamientos de entrepisos resultado de la fuerza cortante basal que nos ofrece el software ETABS como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 42

Desplazamientos en X e Y

Story	Diaphragm	Load Combinación	<u>UX</u> m	<u>UY</u> m
Story1	Diaphragm 01	SIS X 1	0.007588	0
Story1	Diaphragm 01	SIS Y 1	0	0.00826
Story1	Diaphragm 01	SDX Max	0.007592	0
Story1	Diaphragm 01	SDY Max	0	0.00831

Nota: En la anterior tabla se aprecia los desplazamientos en X e Y obtenidos del software ETABS para su análisis y diseño del almacén metálico.

Como podemos observar en la anterior tabla, vemos que los desplazamientos de las fuerza dinámica y estática son similares. por ello procederemos a calcular las derivas de cada dirección con los resultados que nos ofrecen el ETABS:

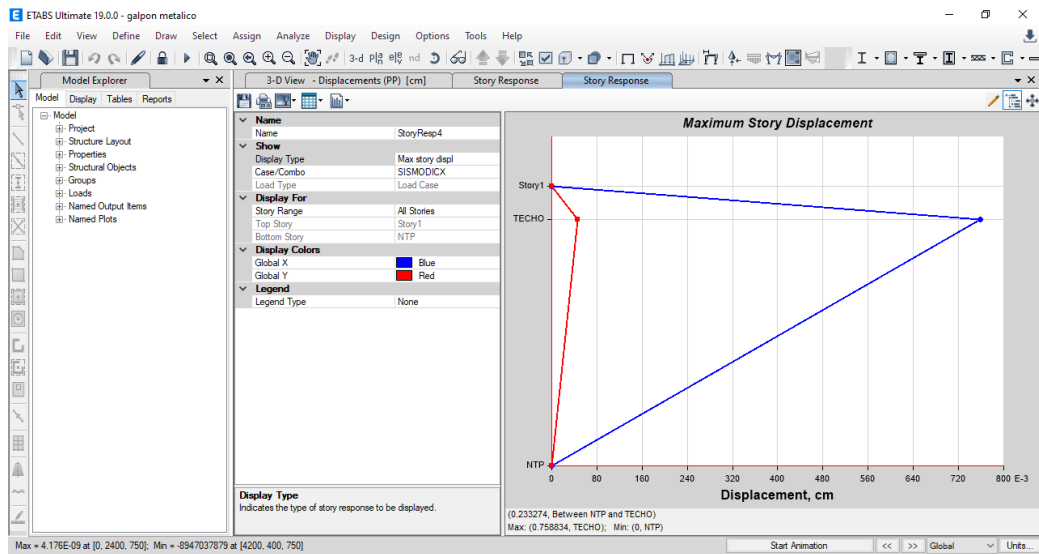
Figura 26

Cálculos de máximos desplazamientos y derivas de piso-Excel

CÁLCULO DE MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO (DRIFT's) Según la NTE E.030	
MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN "X-X" Regularidad Estructural : REGULAR Coeficiente de Desplazamiento Lateral : 0.75 Coeficiente de Reducción Sísmica : R = 7.00 en "X" Altura de Entrepiso (cm) = 750 cm MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN "X-X" = 0.75 cm MÁXIMO DESPLAZAMIENTO REAL EN "X-X" = 3.99 cm	MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN "Y-Y" Regularidad Estructural : REGULAR Coeficiente de Desplazamiento Lateral : 0.75 Coeficiente de Reducción Sísmica : R = 7.00 en "Y" Altura de Entrepiso (cm) = 750 cm MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN "Y-Y" = 0.83 cm MÁXIMO DESPLAZAMIENTO REAL EN "Y-Y" = 4.36 cm
MÁXIMA DERIVA DE PISO EN LA DIRECCIÓN: "X-X" REVISIÓN : 0.0053 ≤ 0.010 SI CUMPLE	MÁXIMA DERIVA DE PISO EN LA DIRECCIÓN: "Y-Y" REVISIÓN : 0.0058 ≤ 0.010 SI CUMPLE

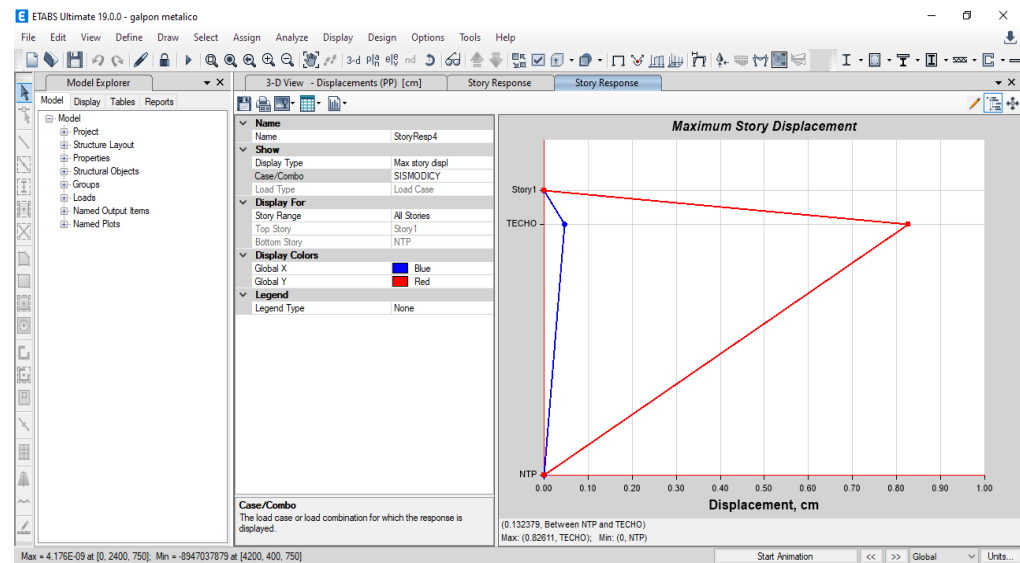
Nota: En la anterior figura se aprecia las máximos desplazamientos y derivas de piso obtenidos del software ETABS y analizados en el Excel para su análisis y diseño del almacén metálico.

Figura 27
Máximo desplazamiento en X



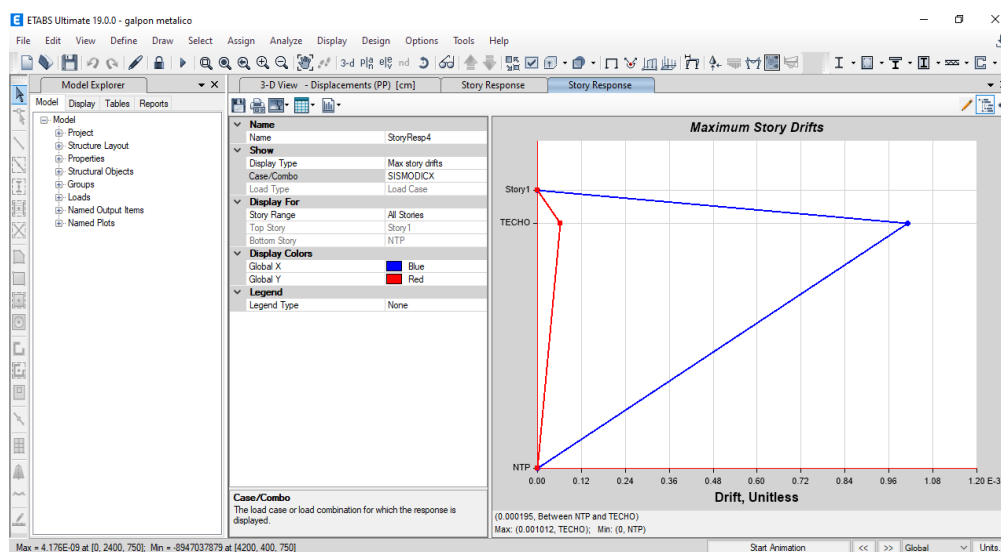
Nota: En la anterior figura se aprecia el máximo desplazamiento en X obtenido del software ETABS para su análisis y diseño del almacén metálico.

Figura 28
Máximo desplazamiento en Y



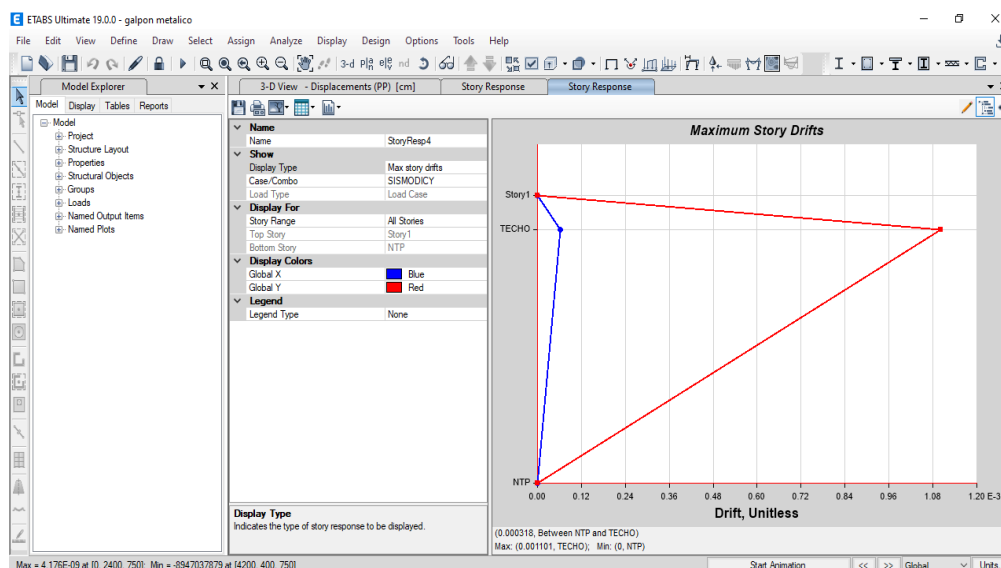
Nota: En la anterior figura se aprecia el máximo desplazamiento en Y obtenido del software ETABS para su análisis y diseño del almacén metálico.

Figura 29
Máxima deriva en X



Nota: En la anterior figura se aprecia la máxima deriva elástica en X obtenido del software ETABS para su análisis y diseño del almacén metálico.

Figura 30
Máxima deriva en Y



Nota: En la anterior figura se aprecia la máxima deriva elástica en Y obtenido del software ETABS para su análisis y diseño del almacén metálico.

Una vez que ya corroboramos los desplazamientos relativos siguiendo la norma E030, continuaremos el análisis de modo que calculemos los modos de vibración, para lo cual usaremos los desplazamientos y las masas obtenida anteriormente.

Consideraremos un sistema con solo un grado de libertad y se definirá de la siguiente manera:

$$K = F_s / \Delta$$

Donde:

F_s = Fuerza Sísmica

Δ = Desplazamiento

K = Rigidez lateral del sistema

Entonces se tendría:

$$K_x = 40.38 / 0.75$$

$$K_x = 53.84 \text{ ton} / \text{cm} \text{ (Para el sentido X)}$$

$$K_y = 40.38 / 0.82$$

$$K_y = 49.24 \text{ ton} / \text{cm} \text{ (Para el sentido Y)}$$

Las rigideces detectadas por software se comparan mediante cálculos aproximados para ver si hay rigideces aproximadas o si son altas. Usando la fórmula de Wilbur, podemos obtener la rigidez aproximada de los marcos que componen la configuración de la siguiente manera:

$$R_p = \frac{48 \times E}{h_1 \left(\frac{4 \times h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right)}$$

Donde:

K_{c1} = Rigidez Relativa de la Columna

K_{v1} = Rigidez Relativa de la Viga

Esta fórmula servirá para calcular las rigideces relativas en cada dirección. para el sentido del eje X se tendrá los siguientes datos:

Perfil W21x101

$$I_x = 100\,728\text{ cm}^4$$

$$L_v = 1200\text{ cm}$$

$$E = 2,000\text{ Tn} / \text{cm}^2$$

Perfil W24x176 tendrá:

$$I_x = 236\,419\text{ cm}^4$$

$$I_y = 19\,937\text{ cm}^4$$

$$L_c = 750\text{ cm}$$

Reemplazando los datos en la ecuación de wilbur para el eje X se tiene la siguiente rigidez:

$$Rp1 = 4.039\text{ Tn} / \text{cm}$$

$$Rp2 = 24.941\text{ Tn} / \text{cm}$$

Rigidez del sistema total serán:

$$R_{tx} = 2Rp1 + 2Rp2 = 2 \times 4.039 + 2 \times 24.941$$

$$R_{tx} = 57.96\text{ Tn} / \text{cm} > K_x = 55.03\text{ Tn} / \text{cm} \text{ (ETABS)}$$

En el eje Y se tendrían los siguientes datos:

Perfil W18x50

$$I_x = 33\,298.5\text{ cm}^4$$

$$L_v = 800\text{ cm}$$

$$E = 2\,000\text{ Tn} / \text{cm}^2$$

Perfil W24x176 tendrá:

$$I_x = 236\,41\text{ cm}^4$$

$$I_y = 19\,937\text{ cm}^4$$

$$L_c = 750\text{ cm}$$

Reemplazando los datos en la ecuación de wilbur para el eje Y se tiene la siguiente rigidez:

$$R_{p1} = 15.691\text{ Tn / cm}$$

$$R_{p2} = 8.258\text{ Tn / cm}$$

$$R_{p3} = 3.76\text{ Tn / cm}$$

Rigidez del sistema total serán:

$$R_{ty} = 2R_{p1} + 2R_{p2} + R_{p3} = 2 \times 15.691 + 2 \times 8.258 + 3.76$$

$$R_{ty} = 51.46\text{ Tn / cm} > K_y = 51.32\text{ Tn / cm (ETABS)}$$

Como observación se puede decir que estos valores son valores aproximados del sistema, pero vemos que las rigideces calculadas mediante la fórmula Wilbur es similar a la rigidez que nos da el software ETABS. De modo que trabajaremos con estos valores reemplazando en la formula anteriormente definida:

$$\Delta = F_s / K$$

$$\Delta x = 41.27 / 57.96$$

$$\Delta x = 0.712\text{ cm} <> \Delta x\text{ (ETABS)} = 0.75\text{ cm}$$

$$\Delta y = 41.27 / 51.46$$

$$\Delta y = 0.802\text{ cm} <> \Delta y\text{ (ETABS)} = 0.82\text{ cm}$$

Una vez calculado las rigideces, podremos calcular los modos de vibración para los ejes X e Y, pero primero calcularemos la frecuencia angular del sistema:

$$w = (K / Ms)^{0.5}$$

Donde:

k = Rigidez Lateral (Tn / m)

M_s = Masa Sísmica (Tn. s² / m)

w = Frecuencia Angular (rad / s)

reemplazando en la formula tenemos:

$$w = (5796 / 39.34)^{0.5}$$

$$w = 12.84 \text{ rad / s (Eje X)}$$

$$w = (5146 / 39.34)^{0.5}$$

$$w = 12.43 \text{ rad / s (Eje Y)}$$

Una vez calculada la frecuencia angular, podremos calcular los modos de vibración de los ejes X e Y.

$$T = 2\pi / w$$

Donde:

T = Periodo Fundamental (s)

π = Pi (3.1416)

w = Frecuencia Angular (rad / s)

reemplazando en la ecuación tenemos:

$$T = \frac{2\pi}{12.84} \quad T = 0.465 \text{ s (Eje X)}$$

$$T = \frac{2\pi}{12.43} \quad T = 0.470 \text{ s (Eje X)}$$

Calculado los periodos se compara los resultados con el software ETABS.

Tabla 43*Modos de vibración-ETABS*

Case	Modo	Periodo	UX	UY	RZ
seg					
Modal	1	0.461	1	0	0
Modal	2	0.461	0	1	0
Modal	3	0.341	0	0	1

Nota: En la anterior tabla se aprecia los modos de vibración obtenidos del software ETABS para su análisis y diseño del almacén metálico.

4.1.5.1. DISEÑO DE COLUMNA METÁLICA

Una vez calculado los modos de vibración, se puede observar que los valores obtenidos manualmente y con los datos obtenidos de ETABS tienen similitud, con lo cual podemos asumir que aun podemos seguir reduciendo las secciones con el objetivo de hacer el diseño más económico, pero para nuestro proyecto buscaremos un diseño conservador.

Este trabajo tiene como objetivo la comparación entre el método de diseño LRFD y ASD para final mente optar por el diseño más económico.

La columna será diseña a flexo compresión y compresión, donde se tomarán las cargas aplicadas sobre una de las columnas, del estas podemos extraer los siguientes datos para el diseño:

Resultados de Combinación de cargas LRFD

$$P_u = 41.06 \text{ Tn}$$

$$M_{ux} = 37.48 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 3.49 \text{ Tn} - \text{m}$$

Resultados de Combinación de cargas ASD

$$P_u = 30.42 \text{ Tn}$$

$$M_{ux} = 26.34 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 3.64 \text{ Tn} - \text{m}$$

Datos de los perfiles de acero

Perfil W 24 x 176

$$F_y = 3\,450 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 51.7 \text{ "}^2 \text{ } \langle \rangle \text{ } A = 333.55 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 10.5 \text{ " } \langle \rangle \text{ } r_x = 26.67 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.04 \text{ " } \langle \rangle \text{ } r_y = 7.7 \text{ cm}$$

$$L = 750 \text{ cm (altura del almacén)}$$

Diseño a Compresión – Método LRFD

Aplicar la fórmula previamente definida para encontrar el diseño del elemento estructural. Comienza con una tarifa reducida que se ve así:

$$KL/r$$

Para resolver esta ecuación, necesitamos el coeficiente K. "L" tendrá una altura de 750 cm y "r" será de 7,7 cm (se usa una r más pequeña). Entonces K es el factor más grande que se encuentra interpolando los valores de "Ga y Gb". Los valores de Ga y Gb se calculan utilizando la inercia de cada cuadro con los siguientes valores:

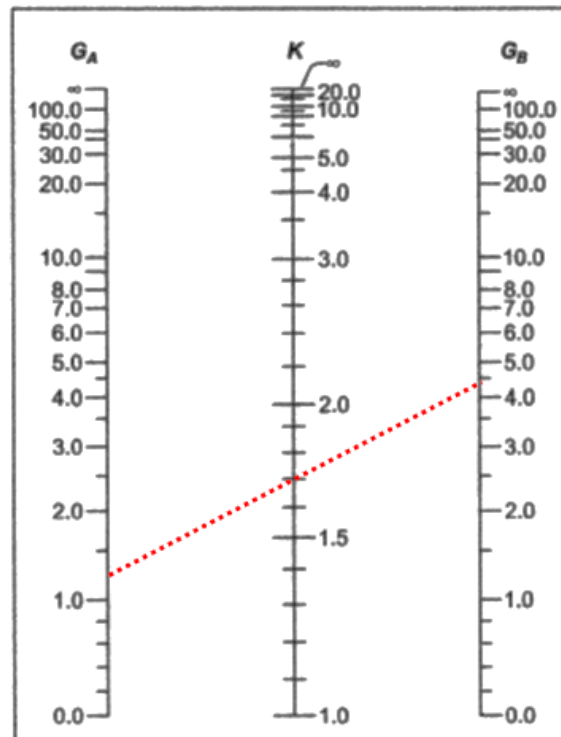
$$G_a = 1.25$$

$$G_b = 4.49$$

Con estos valores procedemos a colocarlos en la carta de alineamiento y unirlos para calcular el valor de K, como se muestra en la imagen:

Figura 31

Carta de alineamiento del factor K



El valor del factor K queda comprendido entre los valores 1.75 y 1.65, con fines practico usaremos el valor promedio de estos dos valores que es 1.70 entonces $K=1.7$, con este valor encontrado procedemos a calcular el valor KL/r .

$$KL / r = (1.7 \times 750) / 7.7 <> KL/r = 165.1$$

Siguiendo la teoría que nos brinda el Ing. Rodríguez Serquen, el siguiente valor que debemos calcular es el λ_c para luego calcular el esfuerzo crítico del elemento.

$$\lambda_c = K L / r \pi \times (F_y / E) 0.5$$

$$\lambda_c = 165.1 / \pi \times (3450 / 2\,000\,000) 0.5$$

$$\lambda_c = 2.2 > 1.5$$

$$\text{Entonces } F_{cr} = (0.88 / \lambda_c^2) \times F_y$$

$$F_{cr} = (0.88 / 2.2^2) \times 3450$$

$$F_{cr} = 644.8 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$\phi P_n = \phi \times A_g \times F_{cr}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 333.6 \times 644.8$$

$$\phi P_n = 195.5 \text{ Tn} > 41.06 \text{ Tn}$$

Vemos que el perfil de la columna cumple la condición del método LRFD.

Diseño a Compresión – Método ASD

Aplicando las fórmulas anteriormente ya definidas hallaremos el diseño del elemento estructural. Se iniciará por la relación de esbeltez la cual viene a ser:

$$KL/r$$

Pero como este valor ya lo calculamos en el método LRFD el cual viene a ser:

$$KL/r = (1.7 \times 750) / 7.7 <> KL/r = 165.1$$

Ahora lo que nos faltaría será calcular el factor C_c para de esta manera poder calcular el esfuerzo de compresión del segmento no arriostrado.

$$C_c = (2 \times \pi^2 \times E / F_y)^{0.5}$$

$$C_c = (2 \times 3.14^2 \times 2\,000\,000 / 3450)^{0.5}$$

$$C_c = 106.99 < KL/r$$

$$\text{Entonces } F_a = 12 \times \pi^2 \times E / 23 \times (KL/r)^2$$

$$F_a = (12 \times 3.14^2 \times 2\,000\,000) / 23 \times 165.1^2$$

$$F_a = 383.4 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$P_s > P_u$$

$$P_s = A_g \times F_a$$

$$P_s = 333.6 \times 383.4$$

$$P_s = 127.9 \text{ Tn} > 30.42 \text{ Tn}$$

Vemos que el perfil de la columna cumple la condición del método ASD

En resumen, la compatibilidad con los procesos LRFD y ASD es muy coherente con el diseño de compresión. Se dispone del momento final para cada tipo de estructura para determinar el esfuerzo de flexión a compresión del apoyo.

Diseño a Flexo – Compresión – Método LRFD

Anteriormente ya se definió que era necesario calcular la relación entre los valores de P_u y ϕP_n de modo que procedemos a calcular esta relación:

$$P_u = 41.06 \text{ Tn}$$

$$\phi P_n = 195.5 \text{ Tn}$$

$$P_u / \phi P_n = 41.06 / 195.5$$

$$P_u / \phi P_n = 0.21$$

Como resultado de esta división tendremos que la relación entre ambos valores es mayor a 0.2, por lo que se usara la ecuación anteriormente definida:

$$P_u = 41.06 \text{ Tn}$$

$$\phi P_n = 195.5 \text{ Tn}$$

$$M_{ux} = 37.48 \text{ Tn} - m$$

$$M_{uy} = 3.49 \text{ Tn} - m$$

$$\phi M_{nx} = \text{Falta calcular}$$

$$\phi M_{ny} = \text{Falta calcular}$$

Los dos valores faltantes será calculado mediante la ecuación de flexión, por lo cual primera será necesario calcular si la columna tendrá o no una sección compactada o esbelta para su ala o patín con las siguientes ecuaciones:

$$\lambda = \frac{bf}{2 tf} \quad \text{Relación ancho espesor en el ala}$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} \quad \text{Relación ancho espesor en el alma}$$

$$\lambda P = 0.38 \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0.5} \quad \text{Relación ancho espesor límite en el ala}$$

$$\lambda P = 3.76 \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0.5} \quad \text{Relación ancho espesor límite en alma}$$

Para el perfil de la columna W 24x176 se tiene los siguientes datos:

$$bf = 12.9 \text{ "}$$

$$tf = 1.34 \text{ "}$$

$$h = 20.75 \text{ "}$$

$$tw = 0.75$$

$$F_y = 3450 \text{ kg / cm}^2$$

$$E = 2\,000\,000 \text{ kg / cm}^2$$

$$\lambda = \frac{12.90}{2 \times (1.34)} \quad \text{Relación ancho espesor en ala}$$

$$\lambda = 4.8 \quad \text{Relación ancho espesor en ala}$$

$$\lambda = \frac{20.75}{0.75} \quad \text{Relación ancho espesor en alma}$$

$$\lambda = 27.8 \quad \text{Relación ancho espesor en alma}$$

$$\lambda P$$

$$= 0.38 \left(\frac{2\,000\,000}{3450} \right)^{0.5} \quad \text{Relación ancho espesor límite en ala}$$

$$\lambda P$$

$$= 9.15 \quad \text{Relación ancho espesor límite en ala}$$

$$\lambda P$$

$$= 3.76 \left(\frac{2\,000\,000}{3450} \right)^{0.5} \quad \text{Relación ancho espesor límite en alma}$$

$\lambda_P = 90.6$ Relación ancho espesor límite en alma

Finalmente tendríamos la siguiente relación:

$\lambda \leq \lambda_P \Leftrightarrow$ En patín o ala

$\lambda \leq \lambda_P \Leftrightarrow$ En alma

De modo que para con la anterior relación podemos concluir que el alma posee una sección compacta, con esta relación calculada podremos hallar la resistencia nominal a momento en X e Y. Pero debido a que la columna de la estructura se comporta como una viga, será primordial calcular la relación de su longitud no arriostrada y sus longitudes límites de la siguiente manera:

$$L_p = 1.76 r_y \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0.5}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \times \left(\frac{E}{0.7 F_y} \right) \times \left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^{0.5}$$

$$\times \left(1 + \left(1 + 6.75 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2 \right)^{0.5} \right)^{0.5}$$

$$L_b = 750 \text{ cm}$$

Calculando estos valores límites tendríamos diferentes ecuaciones para determinar el momento nominal resistente para ello se tendrá que considerar los siguiente:

$L_p < L_b \leq L_r \Leftrightarrow$ Pandeo Inelástico

$L_b > L_r \Leftrightarrow$ Pandeo Elástico

$L_b \leq L_p \Leftrightarrow$ Pandeo Plástico

Sera necesario los valores del perfil W24 x 176 de la columna los cuales serán:

$$r_y = 3.05 \text{ "}$$

$$r_{ts} = 3.6 \text{ "}$$

$$J = 24 \text{ "}^4$$

$$c = 1.0$$

$$S_x = 450 \text{ "}^3$$

$$h_o = 24 \text{ "}$$

$$F_y = 50 \text{ klb / "}^2$$

$$E = 29000 \text{ klb / "}^2$$

$$Z_x = 510 \text{ "}^3$$

Con los valores que definimos anteriormente podremos calcular las longitudes límites para el diseño a flexión:

$$L_p = 1.76 \times 3.05 \times \left(\frac{29000}{50} \right)^{0.5}$$

$$L_p = 129.28 \text{ "} = 327.60 \text{ cm} <> 3.28 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95 \times 3.6$$

$$\times \left(\frac{29000}{0.7 \times 50} \right) \left(\frac{24}{450 \times 24} \right)^{0.5} \left(1 + \left(1 + 6.75 \left(\frac{0.7 \times 50 \times 450 \times 24}{29000 \times 24} \right)^2 \right)^{0.5} \right)^{0.5}$$

$$L_r = 449.5 \text{ "} = 1141.5 \text{ cm} <> 11.42 \text{ m}$$

Podemos observar que la relación estaría dada por relación:

$$L_p < L_b \leq L_r <> \text{Pandeo Inelástico}$$

Una vez calculado dicha relación tendríamos que el momento nominal de la columna para el eje X vendría a ser:

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - 0.7 \times F_y \times S_x) (L_b - \frac{L_p}{L_r} - L_p)) \leq M_p$$

En donde:

$$C_b = 1.0$$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 3450 \times 510 \times 2.54^3$$

$$M_p = 28\,889\,570.4 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p = 288.8 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\begin{aligned}
Mn &= 288.8 - (288.8 - 0.7 \times 34500 \\
&\quad \times 0.007374) \left(\frac{750}{100} - \frac{3.28}{11.42} - 3.28 \right) \\
Mn &= 231.4 \text{ tn} - m <> \phi Mn = 208.2 \text{ tn} - m \\
\phi Mnx &= 208.2 \text{ tn} - m
\end{aligned}$$

Ahora calcularemos el momento nominal para el eje Y, donde la flexión se da por medio del eje menor de la columna, los valores para esta sección vienen a ser los mismos que el anterior caso de modo que procedemos a calcular el momento nominal por la siguiente formula:

$$Mn = Mp = Fy \times Zy \leq 1.6 Fy \times Sy$$

Donde:

$$\begin{aligned}
Zy &= 1884.6 \text{ cm}^3 \\
Sy &= 1217.6 \text{ cm}^3 \\
Mn &= 3450 \times 1884.6 \leq 1.6 \times 3450 \times 1217.6 \\
Mn &= 6501568.74 \text{ kg} - \text{cm} \leq 672025.78 \text{ kg} - \text{cm} \\
Mn &= 65.06 \text{ ton} - m <> \phi Mn = 58.7 \text{ ton} - m \\
\phi Mny &= 58.7 \text{ ton} - m
\end{aligned}$$

Para definir los datos faltantes se tendrá que seguir la ecuación definida anteriormente y de esta manera hallar la condición de resistencia a flexo compresión:

$$\begin{aligned}
Pu &= 41.06 \text{ Tn} \\
\phi Pn &= 195.5 \text{ Tn} \\
Mux &= 37.48 \text{ Tn} - m \\
Muy &= 3.49 \text{ Tn} - m \\
\phi Mnx &= 208.2 \text{ Tn} - m
\end{aligned}$$

$$\phi M_{ny} = 58.7 Tn - m$$

Para $P_u / \phi P_n \geq 0.20$ se tendríamos:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{41.06}{195.5} + \frac{8}{9} \left(\frac{37.48}{208.2} + \frac{3.49}{58.7} \right) \leq 1.0$$

$$0.42 \leq 1.0 <$$

> la sección es resistente a los esfuerzos a flexocompresión

Diseño a Flexo – Compresión – Método ASD

Como se realizó anteriormente primeramente es necesario definir la relación entre los valores P_u y P_s para poder aplicar las fórmulas predeterminadas, pero como anteriormente ya calculamos estos valores se conoce la relación entre estos dos valores:

$$P_u = 30.42 Tn$$

$$P_s = 128.98 Tn$$

$$P_u / P_s = 30.42 / 128.98 <> P_u / P_s = 0.225$$

Como vemos la relación es superior a 0.2 por lo que para aplicar la ecuación de flexión necesitaremos los siguientes valores:

$$P_u = 30.42 Tn$$

$$P_s = 128.98 Tn$$

$$M_{ux} = 26.34 Tn - m$$

$$M_{uy} = 3.64 Tn - m$$

$$M_{sx} = \text{Falta calcular}$$

$$M_{sy} = \text{Falta calcular}$$

Como se observa nos faltan dos datos los cuales pueden ser hallados mediante las ecuaciones de flexión, pero para ello necesitaremos los valores de:

$$bf = 12.9 \text{ "}$$

$$tf = 1.34 \text{ "}$$

$$d = 25.2 \text{ "}$$

$$F_y = 3450 \text{ kg/cm}^2 \text{ } <> \text{ } 50 \text{ Ksi}$$

$$L_c = 200 \frac{bf}{F_y^{0.5}} \text{ } <> \text{ } \frac{138000}{\frac{d}{Af} \times F_y}$$

$$\text{Donde: } Af = bf \times tf \text{ } <> \text{ } Af = 17.3 \text{ "}^2$$

$$L_c = 200 \times \frac{12.9}{50^{0.5}} \text{ } <> \text{ } \frac{138000}{(25.2 / 17.3) \times 50}$$

Lc adoptará el menor valor obtenido.

$$L_c = 366.42 \text{ " } <> \text{ } 928.16 \text{ cm}$$

$$9.28 \text{ m} < 7.50 \text{ m (Lb)}$$

Como el valor de Lc es superior al valor Lb tendremos que el elemento estará flectado por fluencia, de modo que las ecuaciones que rijan su momento en los ejes X e Y serán:

$$M_{nx} = 0.66 \times F_y \times Z_x$$

$$M_{ny} = 0.75 \times F_y \times Z_y$$

$$M_{nx} = 0.66 \times 34500 \times 0.0084$$

$$M_{nx} = 191.37 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{ny} = 48.8 \text{ Tn} - \text{m}$$

Como ya calculamos los dos datos faltantes procedemos a definir la condición de resistencia a flexo compresión:

$$P_u = 30.42 \text{ Tn}$$

$$P_s = 127.9 \text{ Tn}$$

$$M_{ux} = 26.34 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 3.64 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\phi M_{nx} = 191.37 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\phi M_{ny} = 48.8 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\text{Para } P_u / P_s \geq 0.20$$

$$\frac{P_u}{P_s} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{30.42}{127.9} + 8/9 \left(\frac{26.34}{191.37} + \frac{3.64}{48.8} \right) \leq 1.0$$

$$0.40 \leq 1.0 <>$$

Por lo tanto la sección resiste los esfuerzos a flexo – compresión

En conclusión, vemos que para ambos métodos de diseño tanto para LRFD y ASD cumple las condiciones de diseño, mostrando algunas diferencias en los valores y cargas obtenidas.

4.1.5.2. DISEÑO DE VIGA METÁLICA

Las vigas son elementos estructurales los cuales trabajan por momentos flexionantes y cortantes que son originadas por las cargas transmitidas del techo en este caso sería la estructura de aluminio. Los cortantes y momentos últimos serán extraídas del software ETABS, los cuales tendrán los siguientes valores:

Combinación LRFD

$$M+ = 17.13 Tn - m$$

$$M- = 29.89 Tn - m$$

$$V+ = 13.87 Tn$$

$$V- = 13.13 Tn$$

Combinación ASD

$$M+ = 12.88 Tn - m$$

$$M- = 22.11 Tn - m$$

$$V+ = 10.31 Tn$$

$$V- = 9.92 Tn$$

Método de Diseño LRFD

Después de determinar la carga de diseño de la viga, se calcula el momento nominal de la viga. En este caso, tenemos los siguientes datos para barras W21x101:

$$F_y = 3450 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_w = 0.50 \text{ "}$$

$$r_{ts} = 3.35 \text{ "}$$

$$b_f = 12.3 \text{ "}$$

$$t_f = 0.80 \text{ "}$$

$$h = 21.41 \text{ "}$$

$$h_o = 20.6 \text{ "}$$

$$J = 5.2 \text{ "}^4$$

$$S_x = 228 \text{ "}^3$$

$$Z_x = 254 \text{ "}^3$$

$$r_y = 2.9 \text{ "}$$

De la misma manera que se realizó el diseño de las columnas a flexo compresión, para las vigas serán necesario calcular la relación entre el ancho y espesor, se aplicarán las mismas ecuaciones que aplicamos anteriormente dando:

$$\lambda = \frac{12.3}{2} \times (0.80) <> \text{Relación ancho espesor en ala}$$

$$\lambda = 7.69 <> \text{Relación ancho espesor en ala}$$

$$\lambda = \frac{21.4}{0.5} <> \text{Relación ancho espesor en alma}$$

$$\lambda = 42.8 <> \text{Relación ancho espesor en alma}$$

$$\lambda_P = 0.38 \left(\frac{2000000}{3450} \right)^{0.5} <$$

$> \text{Relación ancho espesor límite en ala}$

$$\lambda_P = 9.2 <> \text{Relación ancho espesor límite en ala}$$

$$\lambda P = 3.76 \left(\frac{2000000}{3450} \right)^{0.5} <> \text{Relación ancho espesor límite en ala}$$

$$\lambda P = 90.6 <> \text{Relación ancho espesor límite en alma}$$

se tendrá la siguiente relación:

$$\lambda \leq \lambda P <> \text{En patín o ala}$$

$$\lambda \leq \lambda P <> \text{En alma}$$

Se puede concluir que alma posee una sección compactada, por lo que será necesario calcular las longitudes límites:

$$L_p = 1.76 \times 2.9 \times \left(\frac{2000000}{3450} \right)^{0.5}$$

$$L_p = 122.6 \text{ " } = 311.4 \text{ cm ó } 3.11 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95 \times 3.35 \times \left(\frac{2000000}{0.7} \times 3450 \right)$$

$$\left(\frac{5.2}{227} \times 20.6 \right)^{0.5} \left(1 \right.$$

$$\left. + \left(1 + 6.75 \left(0.7 \times 3450 \times 227 \times \frac{20.6}{2000000} \times 5.2 \right)^2 \right)^{0.5} \right)^{0.5}$$

$$L_r = 360.66 \text{ " } = 916.07 \text{ cm ó } 9.16 \text{ m}$$

$$L_b = 12 \text{ m}$$

La relación estará dada por:

$$L_b > L_r <> \text{Pandeo Elástico}$$

Como observamos la viga posee una relación de pandeo elástico, por lo que el diseño estará dado por la siguiente ecuación:

$$M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_{xho}} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Los valores ya fueron definidos previamente, de modo que procedemos a calcular los valores correspondientes necesarios para hallar el momento nominal de la viga W21x101:

$$F_{cr} = 993.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1640.06 \text{ kg/cm}^2$$

En el análisis se utiliza un valor de 992,4 kg/cm² para que los valores de M_n sean los mismos:

$$M_n = 993.18 \times 3719.92 <> M_n = 3694550.15 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_n = 36.94 \text{ Tn} \cdot \text{m} <> \phi M_n = 33,3 \text{ Tn} \cdot \text{m} > M_u$$

Para lo cual necesitaremos calcular la resistencia al corte para ello tendremos:

$$A_w = h \times t_w <> A_w = 21.41 \times 0.5$$

$$A_w = 10.71 \text{ "2} <> 70 \text{ cm}^2$$

Aplicando la ecuación de corte se tendrá:

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

$$\text{donde } C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w$$

$$V_n = 0.6 \times 3450 \times 70$$

$$V_n = 144900 \text{ kg} <> 144.9 \text{ Tn} > V_u$$

Método de Diseño ASD

El diseño mediante el método LRFD cumple con las condiciones de diseño, de modo que procedemos analizar el

método ASD el cual se trabajara de igual forma que el diseño a flexo compresión, donde primeramente calculamos el factor L_c y calcular el momento resistente:

$$L_c = 200 \times \frac{bf}{F_y^{0.5}}$$

$$L_c = 200 \times \frac{12.3}{50^{0.5}}$$

$$L_c = 348 \text{ " } \text{ ó } 883.92 \text{ cm } \text{ ó } 8.84 \text{ m}$$

$$Se \text{ tendra que } L_b > L_c$$

Entonces la ecuación que regiría el diseño sería:

$$F_b = 0.60 F_y$$

Se tendrá que la resistencia a momento será:

$$M_n = 0.60 \times F_y \times S_x \quad E090 \text{ (Considerando el pandeo elástico)}$$

$$M_n = 77,011 \text{ Tn} - m > M_u$$

El valor que obtuvimos anteriormente es mayor al M_u calculado en el software ETABS, una hipótesis de esto puede ser debido a que no se detalla de manera precisa el método ASD en la norma E090 de estructuras metálicas. Para ello se aplicará la siguiente ecuación brindado por la norma:

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1000}{F_y^{0.5}}$$

$$42.8 \leq 141.5 <> V_n = 0.4 \times F_y \times A_w$$

$$V_n = 0.4 \times 3450 \times 70 <> V_n = 96.6 \text{ Tn} > V_u$$

Se concluye que la viga cumple con los requisitos de los métodos de diseño LRFD y ASD. Se puede observar una similitud entre el momento último y el momento nominal. Esto se debe a las longitudes tomadas, las cargas y el tipo de conexiones entre otros

componentes. Para el arte material. La conexión seleccionada es fija, pero desafortunadamente esta conexión tiene tendencia a fallar o fallar cuando se somete a una carga lateral adecuada. Una forma de minimizar la degradación de la conexión es considerar conexiones semirrígidas. Sin embargo, esta conexión tiende a tener menos capacidad en el momento en que se sigue utilizando la conexión anterior.

Nos faltara el cálculo de los componentes de la conexión rígida. Para ello usaremos planchas de acero unidas y soldadas mediante pernos entre la sección de la viga y la columna, con el objetivo de garantizar la conexión entre los elementos. Los valores que necesitaremos para hallar estos componentes serán la cortante ultima y el momento máximo, los cuales ya fueron definidos y son:

4.1.5.3. DISEÑO DE CONEXIÓN RÍGIDA

Combinación LRFD

$$M+ = 17.13 Tn - m$$

$$M- = 29.89 Tn - m$$

$$V+ = 13.87 Tn$$

$$V- = 13.13 Tn$$

Combinación ASD

$$M+ = 12.88 Tn - m$$

$$M- = 22.11 Tn - m$$

$$V+ = 10.31 Tn$$

$$V- = 9.92 Tn$$

Método LRFD

Calcularemos las fuerzas de compresión y tensión, para ello emplearemos la siguiente formula:

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

Para ello se tendrá los siguientes valores de la viga W21x101:

$$d = 0.544 \text{ m}$$

$$tf = 0.020 \text{ m}$$

lo cual sería igual a:

$$C = T = 29.89 / (0.55 - 0.02) <> C = T = 56.4 \text{ Tn}$$

Las conexiones rígidas se basan principalmente en placas que se atornillan a las alas de las vigas y se sueldan a las columnas. El perno resistirá la fuerza que se le aplica. En este caso, utilice tornillos tipo A325:

$$\text{Área de pernos} = 56.4 / (3.375 \times 0.75) = 22.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de pernos} = 8 \# 3/4" <> 22.80 \text{ cm}^2 > 22.28 \text{ cm}^2$$

Sera necesario calcular el espesor de la placa, la placa se calculará en base al aplastamiento generado por los pernos los cuales se encuentran distanciados una longitud L_c y esto estará definido de la siguiente manera:

$$L_c = S - h <> h = \text{diámetro} + 1/16" <> h = 3/4 + 1/16 \\ = 13/16"$$

$$L_c = (3) (3/4) - 13/16 = 1.44" < 2d = 1.5"$$

Entonces, se tendría que:

$$R_n = 1.2 \times L_c \times t \times F_u$$

Entonces se tendría:

$$\phi R_{nt} = 0.75 \times 1.2 \times L_c \times t \times F_u \times \# \text{Pernos}$$

$$\phi R_{nt} = 0.75 \times 1.2 \times 3.65 \times t \times 4100 \times 8 > 56.5 \text{ kg}$$

$$t = 0.39 \text{ cm, entonces se empleara una plancha A 36 de } 5/16'' < \\ > 8 \text{ mm}$$

como ya definimos el espesor de la placa ahora será necesario calcular el mayor espesor de comparar ambas caras de la placa, para ello se tendrán lo siguiente:

$$b = 31.3 \text{ cm}$$

$$e = 0.80 \text{ cm}$$

$$\phi T_n = 0.9 \times F_y \times A_g$$

$$\phi T_n = 0.9 \times 2530 \times 31.3 \times 0.80$$

$$\phi T_n = 57016 \text{ kg} > T = 57 \text{ kg}$$

por lo que cumple a tensión, ahora faltaría hallar el esfuerzo

por

fractura.

$$\phi T_u = 0.75 \times F_u \times A_n$$

$$\phi T_u = 0.75 \times 4100 \times (31.3 - (3/4 + 1/8) \times 2.54 \times 2) \times 0.8$$

$$\phi T_u = 65\,978 \text{ kg}$$

$$> 57\,016 \text{ kg, por lo que cumple en esfuerzos de fractura}$$

Ahora calcularemos la resistencia de corte de la placa, para ellos consideraremos la ruptura por cortante y su fluencia, con ello ya se tendría el espesor final de la placa. para calcular la resistencia cortante de la placa serán necesarios los siguientes datos:

$$A_{nv} = (5.72 \times 4 - 3.5 \times (3/4 + 1/8) \times 2.54) \times 0.8 \\ = 12.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (8.1 - 0.5 \times (3/4 + 1/8) \times 2.54) \times 0.8 = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 5.72 \times 4 \times 0.8 = 18.3 \text{ cm}^2$$

Se usa la siguiente fórmula para los datos faltantes necesarios:

$$R_{nc} = 0.6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}$$

$$\leq 0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}$$

Donde U_{bs} es igual a 1 si la tensión es de manera uniforme o 0.5 si la tensión es de manera no uniforme, para nuestro caso usaremos una tensión uniforme por lo que U_{bs} es igual a 1 y la resultante seria:

$$R_{nc} = 0.6 \times 4100 \times 12.07 + 4100 \times 5.6 = 52\,652.2 \text{ kg}$$

$$R_{nc} = 0.6 \times 2530 \times 18.3 + 4100 \times 5.6 = 50\,739.4 \text{ kg}$$

Tomaremos el menor valor de R_{nc} el cual es 50 739.4 y esta fuerza es menor a la aplicada de 56 510 kg, entonces utilizaremos otro espesor de placa. se usará un espesor igual a 12 mm, con lo cual tendríamos:

$$A_{nv} = (5.72 \times 4 - 3.5 \times (3/4 + 1/8) \times 2.54) \times 1.2$$

$$= 18.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (8.1 - 0.5 \times (3/4 + 1/8) \times 2.54) \times 1.2 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 5.72 \times 4 \times 1.2 = 27.5 \text{ cm}^2$$

$$R_{nc} = 0.6 \times 4100 \times 18.6 + 4100 \times 8.4 = 78\,914.8 \text{ kg}$$

$$R_{nc} = 0.6 \times 2530 \times 27.5 + 4100 \times 8.4 = 76\,036.9 \text{ kg}$$

Tomando nuevamente el menor valor de R_{nc} y multiplicando por un factor de reducción igual a 0.75, entonces tendríamos:

$$\phi R_{nc} = 57\,028 \text{ kg} > 56\,510 \text{ kg}.$$

Por lo que estaría cumpliendo por bloque de corte. Una vez definido el espesor de la placa y el número de pernos, ahora calcularemos la placa sometida a las fuerzas cortantes. esta placa soportara la cortante la cual es tramitada de la viga a la columna

$$\text{Área de pernos} = 13.87 / (0.75 \times 3.4) = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de pernos} = 4 \# 5/8" = 7.9 \text{ cm}^2 > 5.43 \text{ cm}^2$$

Se hará un análisis similar para calcular el espesor del ángulo, utilizando la resistencia al aplastamiento:

$$L_c = S - h \text{ } <> \text{ } h = \text{diámetro} + \frac{1}{16}''$$

$$h = 5/8 + 1/16 = 11/16''$$

$$L_c = (3) \times (5/8) - 11/16 = 1.2'' < 2d = 1.26''$$

Por lo tanto, se tendrá que R_n

$$= 1.2 \times L_c \times t \times F_u, \text{ entonces se tendría:}$$

$$\phi R_{nt} = 0.75 \times 1.2 \times L_c \times t \times F_u \times \# \text{Pernos}$$

$$\phi R_{nt} = 0.75 \times 1.2 \times 3.03 \times t \times 4100 \times 8 > 13\,590 \text{ kg}$$

$$t = 0.305 \text{ cm, se empleara un ángulo } 4'' \times 4'' \times \frac{5}{16}'' <> 8 \text{ mm}$$

como ya calculamos el espesor del Angulo conectado al alma necesitamos verificar las fuerzas de tensión aplicadas en la placa. Sera necesario hallar el espesor mayor de ambas caras para ellos se tendrá la siguiente ecuación:

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$e = 0.80 \text{ cm}$$

$$\phi T_n = 0.9 \times F_y \times A_g$$

$$\phi T_n = 0.9 \times 2530 \times 10 \times 0.80$$

$$\phi T_n = 18\,210 \text{ kg} > V_u = 13\,590 \text{ kg},$$

Por lo que cumple a tensión, ahora faltaría hallar el esfuerzo por fractura.

$$\phi T_u = 0.75 \times F_u \times A_n$$

$$\phi T_u = 0.75 \times 4100 \times (10 - (5/8'' + 1/8'') \times 2.54) \times 0.80$$

$$\phi T_u = 19,9 \text{ kg} > 13\,590 \text{ kg, cumple el esfuerzos de fractura.}$$

Ahora necesitamos calcular la soldadura considerando la conexión rígida de la columna y la viga. Además, para estructuras metálicas se establece que $F_e = 70 \text{ Ksi}$, lo que corresponde a un valor equivalente a 4925 kg/cm^2 . Entonces parece:

$$Anv = \left(4.75 \times 4 - 3.5 \times \left(\frac{5}{8} + \frac{1}{8} \right) \times 2.54 \right) \times 0.8 = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$Ant = \left(4 - 0.5 \times \left(\frac{5}{8} + \frac{1}{8} \right) \times 2.54 \right) \times 0.8 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$Agv = 4.8 \times 4 \times 0.8 = 15.36 \text{ cm}^2$$

Se usa la siguiente fórmula con los datos faltantes necesarios:

$$\begin{aligned} Rnc &= (0.6 \times Fy \times Agv + Ubs \times Fu \times Ant) \\ &\geq (0.6 \times Fu \times Anv + Ubs \times Fu \times Ant) \end{aligned}$$

Donde Ubs es igual a 1 si la tensión es de manera uniforme o 0.5 si la tensión es de manera no uniforme, para nuestro caso usaremos una tensión uniforme por lo que Ubs es igual a 1 y la resultante seria:

$$Rnc = 0.6 \times 4100 \times 9.9 + 4100 \times 2.5 = 34\,604 \text{ kg}$$

$$Rnc = 0.6 \times 2530 \times 15.36 + 4100 \times 2.5 = 33\,566 \text{ kg}$$

Tomando nuevamente el menor valor de Rnc y multiplicando por un factor de reducción igual a 0.75, entonces tendríamos:

$$\emptyset Rnc = 25\,175 \text{ kg} > 13\,590 \text{ kg}.$$

Entonces estaría cumpliendo por bloque de corte.

Ahora necesitamos calcular la soldadura considerando la conexión rígida de la columna y la viga. Además, para estructuras metálicas se establece que $F_e = 70 \text{ Ksi}$, lo que corresponde a un valor equivalente a 4925 kg/cm^2 . Entonces parece:

$$\emptyset Rns = 0.75 \times Te \times 0.6 \times F_{exx} \times Ls$$

$$Te = \frac{13\,590}{0.75 \times 4925 \times 0.6 \times 4.75 \times 5}$$

$Te = 0.26 \text{ cm}$, Para sustratos con un grosor superior a 1/4 de pulgada, el costo mínimo de soldadura de filete es de 3/16 de

pulgada, el volumen de soldadura recomendado es de 3/16 de pulgada, $0,476 \text{ cm} > 0,26 \text{ cm}$.

MÉTODO ASD

Para este método se usará el mismo procedimiento planteado para el método LRFD, teniendo en cuenta lo siguiente:

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

Para ello se tendrán en cuenta los valores de la viga W21x101 los cuales son:

$$d = 0.55 \text{ m}$$

$$tf = 0.02 \text{ m}$$

Para lo cual se tendría que:

$$C = T = 22.11 / (0.55 - 0.02) <> C = T = 41.7 \text{ Tn}$$

Los pernos empleados serán A325, donde la normativa nos indica que cuando se trata del diseño ASD se debe tomar en cuenta que la resistencia de este tipo de pernos será igual a 1480 Kg/cm² cuando estén estos incluidos al plano de corte, por ello se tendrá:

$$\text{Área de pernos} = \frac{41.7}{(1.48)} = 28.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de pernos} = 6 \# 1" <> 30.5 \text{ cm}^2 > 28.3 \text{ cm}^2$$

El espesor será calculado por aplastamiento siguiendo el mismo procedimiento:

$$L_c = S - h <> h = \text{diámetro} + 1/16" <> h = 1 + 1/16 \\ = 17/16"$$

$$L_c = (3)(1) - 17/16 = 1.94" < 2d = 2"$$

Entonces, se tendría que R_n

$$= 1.2 \times L_c \times t \times F_u, \text{ entonces se tendría:}$$

$$R_{nt} / \Omega = 0.5 \times 1.2 \times L_c \times t \times F_u \times \# \text{Pernos}$$

$$R_{nt} / \Omega = 0.5 \times 1.2 \times 4.90 \times t \times 4100 \times 6 > 41\,700 \text{ kg}$$

$$t = 0.6 \text{ cm, emplearemos una plancha A 36 de } \frac{3}{8}'' < > 9.5 \text{ mm}$$

ya calculado el espesor de la placa que va conectado al ala será necesario verificar la placa para ello calcularemos el mayor espesor de ambas caras teniendo en cuenta lo siguiente:

$$b = 31.2 \text{ cm}$$

$$e = 0.95 \text{ cm}$$

$$T_n / \Omega = 0.6 \times F_y \times A_g$$

$$T_n / \Omega = 0.6 \times 2530 \times 31.2 \times 0.95$$

$$T_n / \Omega = 45\,052 \text{ kg} > T = 41\,700 \text{ kg}$$

Solo nos faltaría calcular el esfuerzo por fractura.

$$T_u / \Omega = 0.5 \times F_u \times A_n$$

$$T_u / \Omega = 0.5 \times 4100 \times (31.24 - (1'' + 1/8'') \times 2.54 \times 2) \times 0.95$$

$$T_u / \Omega = 49\,711 \text{ kg}$$

$$> 41\,700 \text{ kg, se cumple en esfuerzos de fractura}$$

Se calculará la resistencia por bloque de la placa, para ello será necesario contar con los siguientes datos:

$$\begin{aligned} A_{nv} &= (7.5 \times 3 - 2.5 \times (1'' + 1/8'') \times 2.54) \times 0.95 \\ &= 14.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{nt} = (8.1 - 0.5 \times (1'' + 1/8'') \times 2.54) \times 0.95 = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 7.5 \times 3 \times 0.95 = 21.42 \text{ cm}^2$$

Se usa la siguiente fórmula con los datos faltantes necesarios:

$$\begin{aligned} R_{nc} &= 0.6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ &\leq 0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \end{aligned}$$

Donde U_{bs} es igual a 1 si la tensión es de manera uniforme o 0.5 si la tensión es de manera no uniforme, para nuestro caso usaremos una tensión uniforme por lo que U_{bs} es igual a 1 y la resultante sería:

$$R_{nc} = 0.6 \times 4100 \times 14.6 + 4100 \times 6.44 = 61\,525\,kg$$

$$R_{nc} = 0.6 \times 2530 \times 21.42 + 4100 \times 6.44 = 58\,467\,kg$$

Para ello tomaremos el menor valor de ambos que es = 58 467 kg y será multiplicado por un factor de reducción equivalente a 0.5 entonces tendríamos que la resistencia será $29\,234 < 41\,700$, optaremos por usar otro espesor de la placa. Usaremos un espesor igual a 16 mm, con lo que tendríamos lo siguiente:

$$\begin{aligned} A_{nv} &= (5.715 \times 4 - 3.5 \times (3/4 + 1/8) \times 2.54) \times 1.6 \\ &= 24.6\,cm^2 \end{aligned}$$

$$A_{nt} = (8.1 - 0.5 \times (3/4 + 1/8) \times 2.54) \times 1.6 = 10.7\,cm^2$$

$$A_{gv} = 5.72 \times 4 \times 1.6 = 36.6\,cm^2$$

$$R_{nc} = 0.6 \times 4100 \times 24.6 + 4100 \times 10.7 = 104\,386\,kg$$

$$R_{nc} = 0.6 \times 2530 \times 36.6 + 4100 \times 10.7 = 99\,429\,kg$$

Tomando el menor resultado, se multiplicaría por un factor de seguridad de 2, por lo cual el resultado final es:

$$R_{nc} / \Omega = 49\,715\,kg > 41\,770\,kg.$$

Estará cumpliendo por bloque de corte.

Como ya definimos el número de pernos del ala y el espesor de la placa, será importante calcular las fuerzas cortantes que se encuentran en el alma de la viga.

$$\text{Área de pernos} = 10.31 / (1.48) = 6.96\,cm^2$$

$$\text{Área de pernos} = 4 \# 5/8" = 7.91\,cm^2 > 6.96\,cm^2$$

Para calcular el espesor del ángulo se hará el mismo análisis de la resistencia al aplastamiento:

$$L_c = S - h \text{ <> } h = \text{diámetro} + 1/16" \text{ <> } h = 5/8 + 1/16 \\ = 11/16"$$

$$L_c = (3)(5/8) - 11/16 = 1.2" < 2d = 1.25"$$

$$\text{Se tendra que } R_n = 1.2 \times L_c \times t \times F_u$$

Entonces se tendra:

$$R_{nt} / \Omega = 0.5 \times 1.2 \times L_c \times t \times F_u \times \#Pernos$$

$$R_{nt} / \Omega = 0.5 \times 1.2 \times 3.03 \times t \times 4100 \times 4 > 10,090 T_n$$

$$t = 0.339 \text{ cm, se usará un ángulo } 4" \times 4" \times 5/16" = 8 \text{ mm}$$

Después de determinar el espesor de la esquina de conexión del alma, debe verificarse aplicando una fuerza de tracción. Hay dos zonas de tensión en este factor, por lo que es importante encontrar el espesor máximo y hacer que las dos sean iguales:

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$e = 0.80 \text{ cm}$$

$$T_n / \Omega = 0.6 \times F_y \times A_g$$

$$T_n / \Omega = 0.6 \times 2530 \times 10 \times 0.80$$

$$T_n / \Omega = 12\,144 \text{ kg} > V_u = 10\,090 \text{ kg},$$

Faltara calcular el esfuerzo por fractura.

$$T_u / \Omega = 0.5 \times F_u \times A_n$$

$$T_u / \Omega = 0.5 \times 4100 \times (10 - (5/8" + 1/8") \times 2.54) \times 0.8$$

$$T_u / \Omega = 13\,276 \text{ kg}$$

$$> 10\,090 \text{ kg, cumple con el esfuerzos de fractura.}$$

Para calcular la resistencia del bloque se deben tener en cuenta los siguientes datos:

$$A_{nv} = (4.75 \times 4 - 3.5 \times (5/8 + 1/8) \times 2.54) \times 0.8 \\ = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (5 - 0.5 \times (5/8 + 1/8) \times 2.54) \times 0.8 = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 4.75 \times 4 \times 0.8 = 15.2 \text{ cm}^2$$

se usa la siguiente fórmula con los datos faltantes:

$$R_{nc} = 0.6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}$$

$$\leq 0.6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}$$

Donde U_{bs} es igual a 1 si la tensión es de manera uniforme o 0.5 si la tensión es de manera no uniforme, para nuestro caso usaremos una tensión uniforme por lo que U_{bs} es igual a 1 y la resultante seria:

$$R_{nc} = 0.6 \times 4100 \times 9.9 + 4100 \times 3.3 = 37\,884 \text{ kg}$$

$$R_{nc} = 0.6 \times 2530 \times 15.2 + 4100 \times 3.3 = 36\,603 \text{ kg}$$

Teniendo en cuenta que se tomara el menor valor y se le multiplicara por un factor igual a 0.5 tendríamos un valor final de:

$$\phi R_{nc} = 18\,302 \text{ kg} > 10\,090 \text{ kg}$$

Luego corta el bloque y sirve.

Ahora necesitamos calcular las soldaduras, teniendo en cuenta la conexión fija de columnas y vigas. Para la construcción metálica se indica que se utiliza $F_e = 70 \text{ Ksi}$, que corresponde a un valor de

925 kg/. cm². Entonces se ve así:

$$R_{ns} / \Omega = 0.5 \times T_e \times 0.6 \times F_{exx} \times L_s$$

$$T_e = 10\,090 / (0.5 \times 4925 \times 0.6 \times 4.8 \times 5)$$

$T_e = 0.29 \text{ cm}$, Para sustratos de más de ¼" de pulgada de espesor, se recomienda tener una soldadura de filete mínima equivalente a 3/16" de pulgada donde la cantidad de soldadura utilizada es de 3/16" de pulgada. Esto es 0,476 centímetros > 0,2875 centímetros.

4.1.5.4. DISEÑO DE PLACA BASE

Teniendo en cuenta que las columnas transmiten fuerzas y momentos a la base, la losa debe diseñarse para soportar estas fuerzas. La losa se apoya en una base de hormigón que forma las patas.

Combinación LRFD

$$P_u = 41.06 \text{ Tn}$$

$$M_{ux} = 3.49 \text{ Tn} - m$$

$$M_{uy} = 37.48 \text{ Tn} - m$$

Las dimensiones para columna a trabajar serán:

W 24 x 176

$$d = 64.00 \text{ cm}$$

$$b = 32.77 \text{ cm}$$

Se asumirá una placa de dimensiones las cuáles serán las siguientes:

$$B = 66 \text{ cm}$$

$$N = 94 \text{ cm}$$

La resistencia al aplastamiento estaría dada por usando la fórmula de aplastamiento:

$$P_p = 0.85 \times \phi \times f'_c \times A_1 \times \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^{0.5}$$

Asumiremos que $A_2 = A_1$, entonces:

$$P_p = 0.85 \times F'_c \times A_1$$

Usaremos un concreto con $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, de modo que ya se podrá calcular el P_p el cual deberá resultar mayor a la carga P_u resultante.

$$Pp = 0.85 \times 0.6 \times 210 \times 66 \times 94$$

$$Pp = 664.44 Tn$$

$$Pp > Pu \text{ } \langle \rangle \text{ } \textit{Cumple primera condición}$$

Condicionaremos que para nuestro caso la placa resistirá los momentos, estos momentos deberán ser menor a N/6 para tener una distribución de forma trapezoidal de los esfuerzos.

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

$$e = \frac{37.48}{41.06}$$

e = 91.3 cm, si la excentricidad excede el tamaño de la placa, es esencial aumentar el tamaño para que se genere una fuerza trapezoidal. El tamaño del panel es de 70 × 150 cm:

$$Pp = 0.85 \times 0.6 \times 210 \times 150 \times 70$$

$$Pp = 1\,125\, Tn$$

Los esfuerzos máximos y mínimos serán definidos como:

$$Esf. Max \text{ y } M'' = Pu / A + - Mu \times C / I$$

$$Esf. Max = \frac{41.06}{0.70} \times 1.50 + 37.48 \times \frac{\frac{0.35}{0.7}}{\frac{1.5^3}{12}}$$

$$Esf. Max = 154.6\, Tn / m^2$$

$$Esf. M'' = \frac{41.06}{0.70} \times 1.50 - 37.48 \times \frac{\frac{0.35}{0.7}}{\frac{1.5^3}{12}}$$

$$Esf. M'' = 21.35\, Tn / m^2$$

El esfuerzo resistido por aplastamiento sería:

$$Esf. = 1\,125 / 0.7 \times 1.5$$

$$Esf. = 1072\, Tn/m^2 > Esf. Max$$

Una vez cumplida esta condición, necesitamos conceptualizar el espesor de la placa determinado por la fórmula:

$$t = \left(\frac{6 \times M_{max}}{0.9 \times F_y} \right)^{0.5}$$

$$M_{max} = (120 \times 0.305 \times 0.305 / 2) + (154.6 - 120) (0.305 \times 0.5) (2/3) (0.305)$$

$$M_{max} = 6.62 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$t = \left(\frac{6 \times 6.62}{0.9 \times 23500} \right)^{0.5}$$

$$t = 4.17 \text{ cm}$$

En conclusión, tendríamos una placa base las cuales tendrán las dimensiones de 150 x 70 cm y un espesor igual a 4.17 cm.

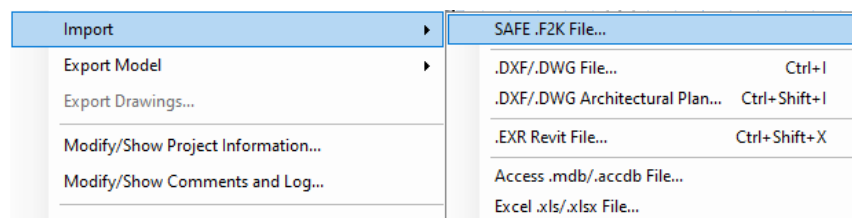
4.1.5.5. DISEÑO DE ZAPATA

Para el caso de la zapata, haremos uso de los resultados que nos brinda el software ETABS en donde exportaremos las resultantes en los apoyos del software ETABS al software SAFE con el fin de realizar el diseño de las zapatas.

Donde importamos el archivo SAFE.F2K File al SAFE, donde al momento de importar se transfieren todas las combinaciones de carga, los materiales y las secciones empleadas en el análisis del diseño en ETABS.

Figura 32

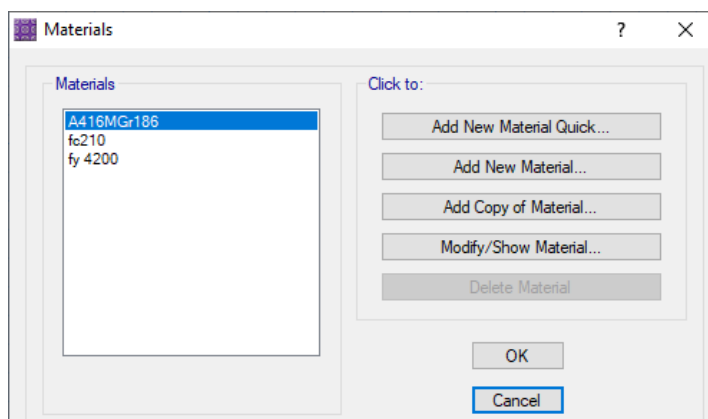
Importación del modelo de ETABS a SAFE



Nota: En la anterior imagen se aprecia la importación de las cargas obtenidas del software ETABS al SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

Creamos los materiales con los cuales trabajaremos para el diseño en este caso emplearemos un concreto de $F'c = 210\text{kg/cm}^2$ y un acero de $Fy = 4200\text{kg/cm}^2$ como se muestra en la siguiente figura:

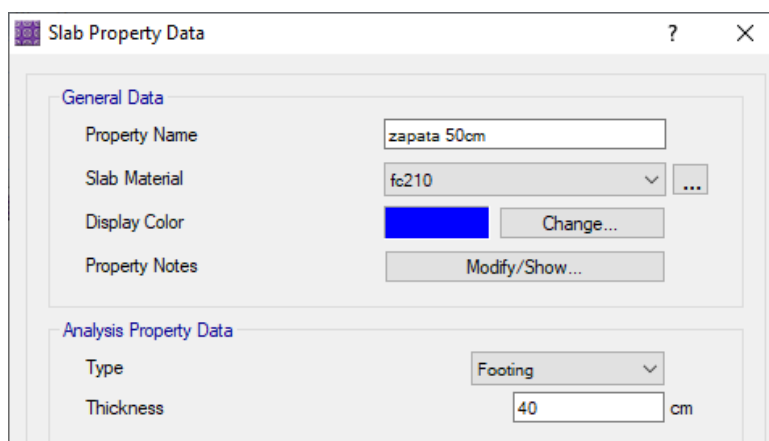
Figura 33
Definir materiales



Nota: En la anterior imagen se aprecia los materiales que se empleara en el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

Una vez definido los materiales, crearemos las secciones de las zapatas, para lo cual empleamos un peralte de 50cm.

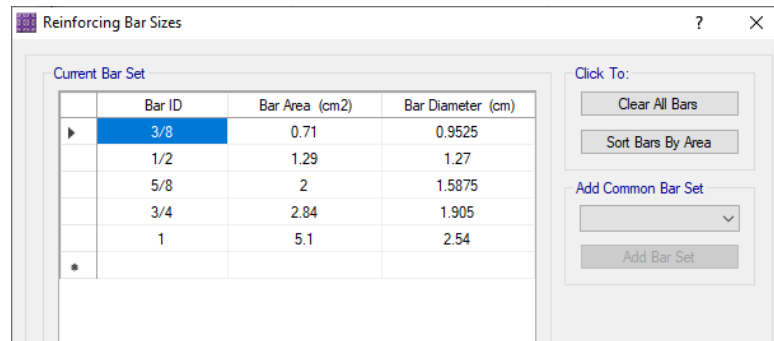
Figura 34
Definir zapata



Nota: En la anterior imagen se aprecia las propiedades de la zapata en el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

Adicionalmente a ello definimos las varillas de acero que emplearemos para el diseño de la zapata según el programa nos brinda ya predefinida las secciones como se ve en la imagen:

Figura 35
Definir varillas de acero



Nota: En la anterior imagen se aprecia las varillas de acero que empleara el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

Definimos las propiedades del suelo donde estará apoyado las zapatas en este caso según las zapatas tendremos que el suelo posee un $Q_{adm} = 1.85 \text{ kg/cm}^2$, según este dato realizaremos el diseño.

Figura 36
Definir propiedades del suelo

Nota: En la anterior imagen se aprecia las propiedades del suelo en el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

Finalmente, como último paso de análisis, definiremos las combinaciones de carga, adicionalmente a ello añadiremos las combinaciones de envolvente y servicio para hacer el análisis de presión del suelo.

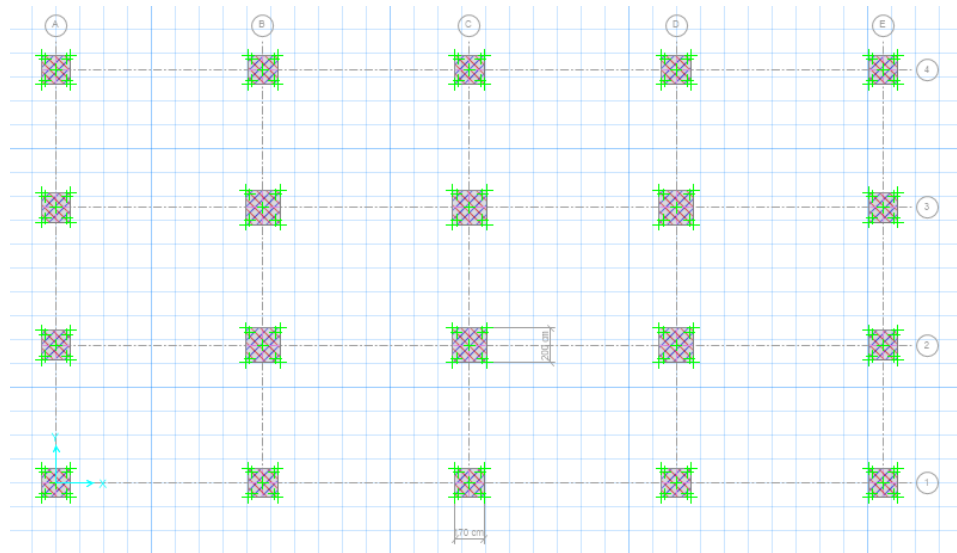
Figura 37
Combinaciones de carga

Nota: En la anterior imagen se aprecia las combinaciones de carga en el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

Procedemos a modelar las zapatas, para ellos emplearemos secciones de 1.70 m x 1.70 m para las zapatas de las esquinas y las zapatas laterales y emplearemos secciones de 2 m x 2 m para zapatas centrales como se muestra en la figura:

Figura 38

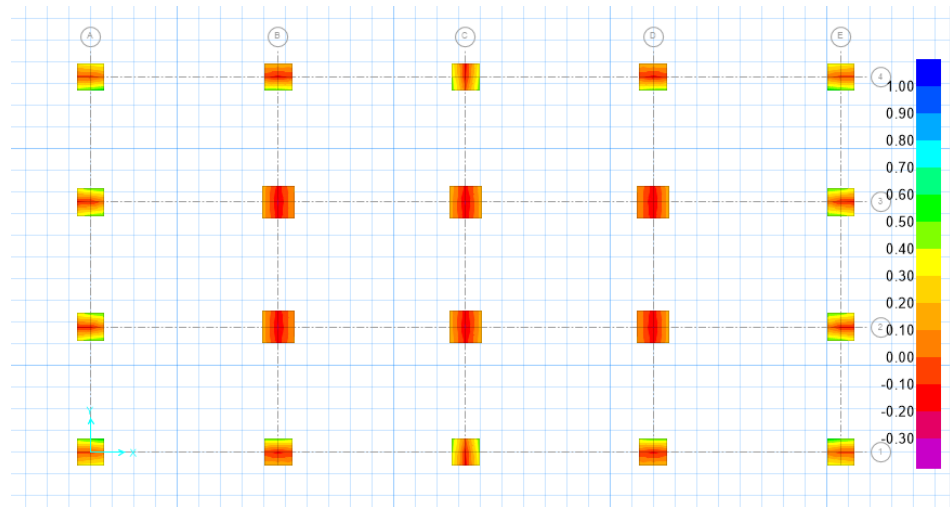
Modelado de las zapatas vista en planta



Nota: En la anterior imagen se aprecia el modelado de las zapatas vista en planta en el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

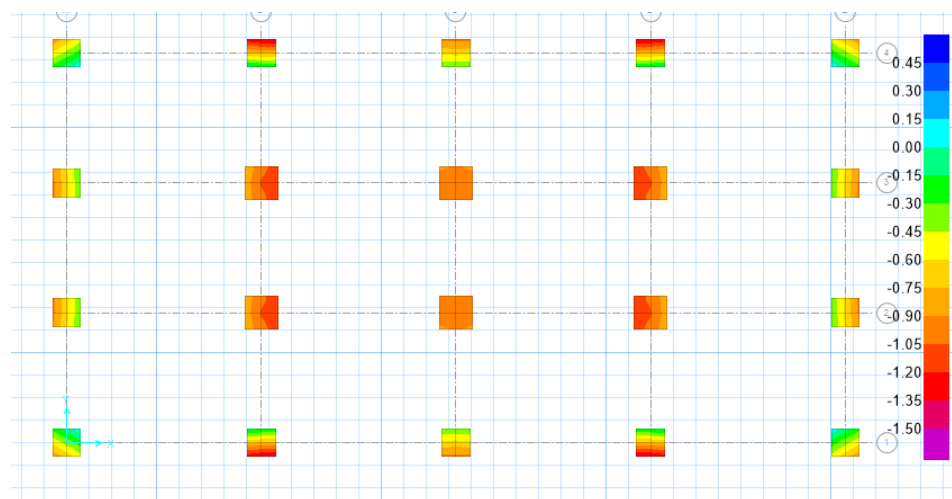
Procedemos a correr el programa SAFE, donde apreciamos el desplazamiento según la combinación de envolvente y también la presión de suelo la cual es lo que nos interesa para realizar el diseño, como vemos en la Figura 40 se aprecia que esta presión no supera la capacidad admisible de 1.85 kg/cm^2 , entonces con este resultado podemos proceder a realizar el diseño.

Figura 39
Desplazamiento de las zapatas en cm



Nota: En la anterior imagen se aprecia el desplazamiento de las zapatas en cm obtenidos en el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

Figura 40
Presión de suelo en las zapatas



Nota: En la anterior imagen se aprecia la presión de suelo en las zapatas obtenidos en el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

El programa SAFE posee una opción la cual nos permite hacer un diseño optimo cambiando datos como el acero a emplear y el espaciamiento de la misma, para nuestro caso al correr la opción e intentar diferentes combinaciones entre el número de acero y el espaciamiento finalmente nos cumplió que para el diseño de la zapata será necesario emplear acero de 5/8" con un espaciamiento de 15 cm. Según este resultado realizaremos el

plano estructural.

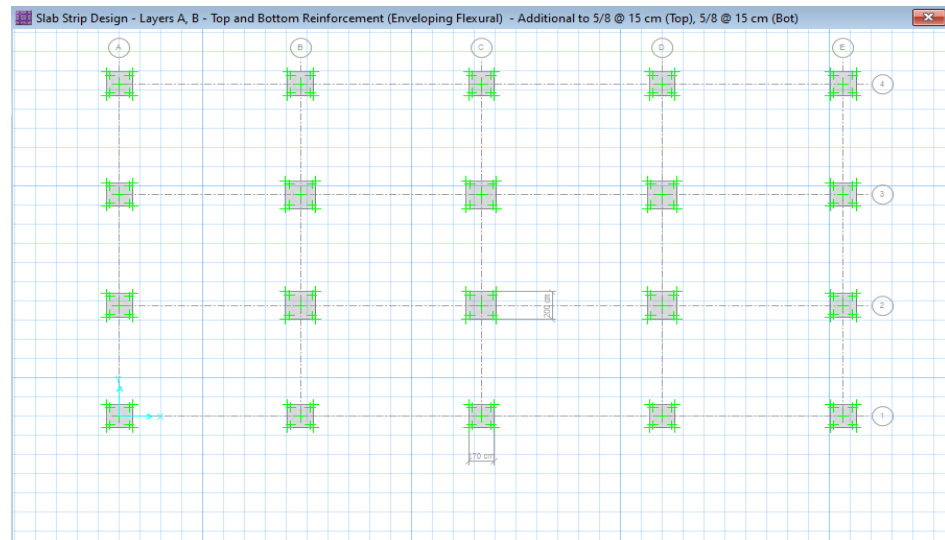
Figura 41
Diseño de la zapata

The screenshot shows the 'Slab Design' dialog box with the following settings:

- Choose Display Type:** Design Basis: Strip Based; Display Type: Enveloping Flexural Reinforcement; ☐ Impose Minimum Reinforcing.
- Choose Strip Direction:** ☒ Layer A; ☒ Layer B; ☐ Layer Other.
- Rebar Location Shown:** ☒ Show Top Rebar; ☒ Show Bottom Rebar.
- Reinforcing Display Type:** ☐ Show Rebar Intensity (Area/Unit Width); ☐ Show Total Rebar Area for Strip; ☒ Show Number of Bars of Size: (Bar Size: Top 5/8, Bottom 5/8).
- Reinforcing Diagram:** ☒ Show Reinforcing Envelope Diagram; Scale Factor: 1; ☒ Show Reinforcing Extent.
- Display Options:** ☒ Fill Diagram; ☐ Show Values at Controlling Stations on Diagram.
- Show Rebar Above Specified Value:** ☐ None; ☒ Typical Uniform Reinforcing Specified Below; ☐ Reinforcing Specified in Slab Rebar Objects.
- Typical Uniform Reinforcing:** ☒ Define by Bar Size and Bar Spacing; ☐ Define by Bar Area and Bar Spacing. (Bar Size: Top 5/8, Bottom 5/8; Spacing (cm): Top 15, Bottom 15).

Nota: En la anterior imagen se aprecia los parámetros para el diseño de las zapatas en el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

Figura 42
Diseño final de la zapata según SAFE



Nota: En la anterior imagen se aprecia el diseño final de la zapata según el software SAFE para realizar el análisis y diseño de las cimentaciones del almacén metálico.

4.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS

La hipótesis general planteada en esta tesis “El análisis comparativo de metodologías ASD y LRFD influye en el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis – 2022”

Fue demostrada ya que con la metodología de diseño LRFD se obtuvo las siguientes secciones de los elementos estructurales: perfil de las columnas (W 24x176), vigas (W 21x101), 8 pernos # 3/4, Placa de Conexión espesor 12mm, y con la metodología de diseño ASD se obtuvo las siguientes secciones: perfil de las columnas (W 24x176), vigas (W 21x101), 6 pernos # 1", Placa de Conexión espesor 16mm.

Con los valores obtenidos se puede observar que la metodología ASD me da secciones más robustas que la metodología LRFD en algunos elementos estructurales, existiendo una variabilidad de un 25% en la placa de conexión y en los pernos de anclaje entre ambas metodologías.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. PRESENTAR LA CONTRASTACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

(Espinoza Espinoza, 2020), en la tesis titulada “Comparación de los métodos LRFD y ASD, aplicado en el diseño de una estructura de soporte de puente grúa”, tiene como objetivo comparar las secciones de los perfiles obtenidos por la metodología LRFD y ASD. Realizó el diseño estructural de la estructura en el software SAP 2000 versión 14.0.0. Concluyó que las secciones halladas por el método ASD es más conservador que el método LRFD, y recomienda el uso de elementos de celosía en el dimensionamiento de estructuras de grandes dimensiones, esto con el fin de minorar los costos que están relacionados directamente con el peso de la estructura.

El almacén metálico ha sido diseñado por las metodologías de diseño ASD y LRFD, denotando que el procedimiento de esfuerzos admisibles (ASD) da resultados diversos a los que se obtienen por medio de el de factores de resistencia (LRFD), sin embargo, los dos son aceptados por la RNE, por lo que ya intervendría la elección del ingeniero civil cual procedimiento utilizar al instante de hacer el diseño del almacén metálico.

Para el caso de las Columnas:

$$\phi P_n = 195.5 T_n > 41.06 T_n - \text{Método LRFD}$$

$$P_s = 127.9 T_n > 30.42 T_n - \text{Método ASD}$$

Para el caso de las Vigas:

$$\phi M_n = 33,3 T_n - m > 29.89 T_n - m - \text{Método LRFD}$$

$$M_n = 77,011 T_n - m > 22.11 T_n - m - \text{Método ASD}$$

$$V_n = 144.9 T_n > 13.87 T_n - \text{Método LRFD}$$

$$V_n = 96.6 T_n > 10.31 T_n - \text{Método ASD}$$

La diferencia de resistencia se debe a las diferentes tensiones que soporta cada tipo de estudio. Un método se basa en aumentar la tensión impuesta por el componente y el otro método se basa en que la pieza soporte únicamente las tensiones de funcionamiento no factorizadas por el componente.

Los resultados obtenidos muestran que el método LRFD arroja resultados más favorables en ciertos casos debido a que la fracción requerida de factores es definitivamente menor que el método ASD.

Según su propia crítica de (Espinoza Espinoza, 2020), menciona que el método LRFD es más económico que el método ASD, recomienda que en la última década se ha acrecentado a nivel nacional el uso del acero estructural, por lo que es aconsejable se fomente iniciativas de proyectos de investigación de este material en la construcción, para así aumentar su uso y aplicación de una manera más eficiente y óptima.

Caso Área de Pernos:

Área de pernos = 8 # 3/4" <> 22.80 cm² > 22.3 cm² – Método LRFD

Área de pernos = 6 # 1" <> 30.5 cm² > 28.3 cm² – Método ASD

En los dos procedimientos se utilizó la carga que corresponde para descubrir el sector de pernos, por lo cual se denota que un procedimiento necesita menor área de pernos para llevar a cabo con la fuerza aplicada mientras tanto que otro requiere más grande área de pernos y aquello podría ser un influyente al instante de elegir un procedimiento sobre otro.

Caso Espesor de Placa de Conexión:

espesor = 12mm – Método LRFD

espesor = 16mm – Método ASD

Del mismo modo que los pernos, para el caso de la conexión de placa se tomó un diseño teniendo como principal punto la aplicación de la carga, de

modo que se llegó a la conclusión que algunas placas requieren más o en algunos casos menos espesor que los otros.

CONCLUSIONES

- Se concluye que realizar el análisis sísmico del Almacén utilizando recursos de acero estructural se obtuvieron las secciones definitivas de los perfiles de las columnas y vigas, aquellas secciones nos aportan una adecuada rigidez teniendo en cuenta las consideraciones técnicas de la norma E030 Diseño Sismorresistente.
- Se concluye que los resultados por la metodología LRFD nos brinda secciones más livianas que la metodología ASD en los elementos estructurales de la placa de conexión y pernos de anclaje.
- Se concluye que los resultados por la metodología ASD nos brinda secciones más pesadas que la metodología LRFD en los elementos estructurales de la placa de conexión y pernos de anclaje.
- Se concluye que las comparaciones técnicas entre ambas metodologías son las siguientes:
 - Que en el método LRFD se amplifican las cargas actuantes y se reducen sus esfuerzos resistentes con niveles de seguridad más consistentes; en el método ASD no se mayoran las cargas actuantes y sus esfuerzos resistentes se reducen con niveles de seguridad altos.
 - la metodología ASD me da secciones más robustas que la metodología LRFD en algunos elementos estructurales, existiendo una variabilidad de un 25% en la placa de conexión y en los pernos de anclaje entre ambas metodologías, por lo tanto, el método ASD es más conservador que el método LRFD.

RECOMENDACIONES

- Para los estudiantes y futuros colegas que terminen las carreras de ingeniería civil, el análisis sísmico involucra muchas variables, por ejemplo, al conceptualizar parámetros sísmicos y analizar suelos para obtener espectros de respuesta, para eso se necesita análisis confiables, por lo tanto, es necesario realizar capacitaciones constantes respecto a la actualización de las normas técnicas peruanas.
- considerar el método LRFD para el diseño de los elementos estructurales, ya que proporciona un margen de seguridad más uniforme y confiable bajo diferentes condiciones de carga.
- Debido a que el método ASD es más conservador que el método LRFD, se recomienda preferentemente realizar los diseños con el método LRFD.
- No se pretende favorecer ninguna metodología, ya que ambas han sido desarrolladas e introducidas al área de la ing. Civil, queda criterio del proyectista que metodología utilizar.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar Falconi, R. (2007). *Análisis matricial de estructuras*. Ecuador: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Balestrini Acuña, M. (1997). *Como se Elabora el Proyecto de Investigación*. Caracas, Venezuela: BI Consultores Asociados.
- Boroschek, R. (2009). *Dinamica avanzada de estructural*. Santiago-Chile: Universidad de Chile.
- Cáceres Calle, J. R. (2018). *Comparativo técnico-económico de una nave industrial con un sistema de tijerales y de pórticos*. Lima-Perú: PUCP.
- Chucos Quispe, Y. (2017). *Filosofía de diseño-Metodo ASD y LFRD*. Huancayo-Perú: Universidad Privada de Tacna.
- Contreras Lojano, D. R. (2016). *Tipificación de naves de estructura de acero utilizadas para la industria David*. Cuenca-Ecuador: Universidad de Cuenca.
- Corzo Soldevilla, D. R. (2019). *Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares*. Lima-Perú: USMP.
- Del Valle Espinosa, G. (2005). *Espectros de diseño para revisar el estado limite de servicio en el valle de Mexico*. Mexico .
- Espinoza Espinoza, A. R. (2020). *Comparación de los métodos LRFD y ASD, aplicado en el diseño de una estructura de soporte de puente grúa*. Arequipa-Perú: Universidad Nacional De San Agustín.
- Giraldo Bolivar, O. (2013). *Diseño de elemento de hormigon*. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Hernández Sampieri, R., Baptista, P., & Fernández, C. (2010). *Metodología*

de la investigación. Mexico: McGraw-Hill.

Hernandez, R. F. (2014). *Metodología de la Investigación*. (6ta ed.). México D.F: McGraw-Hill.

IGP. (2021). *Instituto Geofísico del Perú*. Obtenido de Instituto Geofísico del Perú: <https://www.gob.pe/igp>

Mccormac, J. (2013). *Diseño de estructuras de acero, Método LRFD*. Mexico.

Mendoza, C. (2013). *Análisis y diseño estructural de un edificio de estructura metálica, construido en la ciudad de México*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Ministerio de Vivienda, C. y., & SENCICO. (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima-Perú.

Montoya Coronado, L. (2013). *Influencia de la flexibilidad de las conexiones en el comportamiento sísmico de edificios metálicos*. Bogota-Colombia: Universidad Politécnica de Cataluña.

Peniche Reynoso, J. R. (2018). *Análisis y diseño de estructuras de acero para el soporte de grúas viajeras*. Mexico: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Ponce Benitez, J. J. (2017). *Comparación económica de una estructura metálica con pórticos resistentes a momento y una con pórticos Arriostrados excéntricamente, diseñados de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (Nec)*. Quito-Ecuador: Pontificia Universidad Católica Del Ecuador.

RNE. (2019). *NORMA E.020*. Obtenido de NORMA E.020: <https://ww3.vivienda.gob.pe/DGPRVU/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20II%20Edificaciones/50%20E.020%20CARGAS.pdf>

RNE. (2019). *NORMA E.030*. Obtenido de NORMA E.030: <http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/50%20E.030%20CARGAS.pdf>

20Edificaciones/51%20E.030%20DISEÑO%20SISMORRESISTENTE
.pdf

RNE. (2019). *NORMA E.060*. Obtenido de NORMA E.060:
http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO.pdf

RNE. (2019). *NORMA E.090*. Obtenido de NORMA E.090:
<https://www3.vivienda.gob.pe/ejes/vivienda-y-urbanismo/documentos/Reglamento%20Nacional%20de%20Edificaciones.pdf>

Rodríguez Serquén, A. (2016). *Estructuras metálicas*. Chiclayo-Perú.

Salinas, R. (2001). *curso de segunda especialización de ingeniería sismorresistente*. Lima-Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

Salmon, C. G. (2009). *Steel Structures – Design and Behavior 5th Edition*.

San Bartolomé Ramos, A. F. (1998). *Análisis de edificios*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Tamayo y Tamayo, M. (2004). *El proceso de la investigación científica*. Limusa.

UNESCO. (2016). *UNESCO*. Obtenido de UNESCO:
<https://es.unesco.org/fieldoffice/lima>

Zapata Baglietto, L. F. (1985). *Diseño estructural en acero*. Lima-Perú.

COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Escandón Munguía, V. (2023). *Análisis de metodologías ASD y LRFD para el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis - Huánuco - 2022* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH <http://...>

ANEXOS

ANEXO N° 1

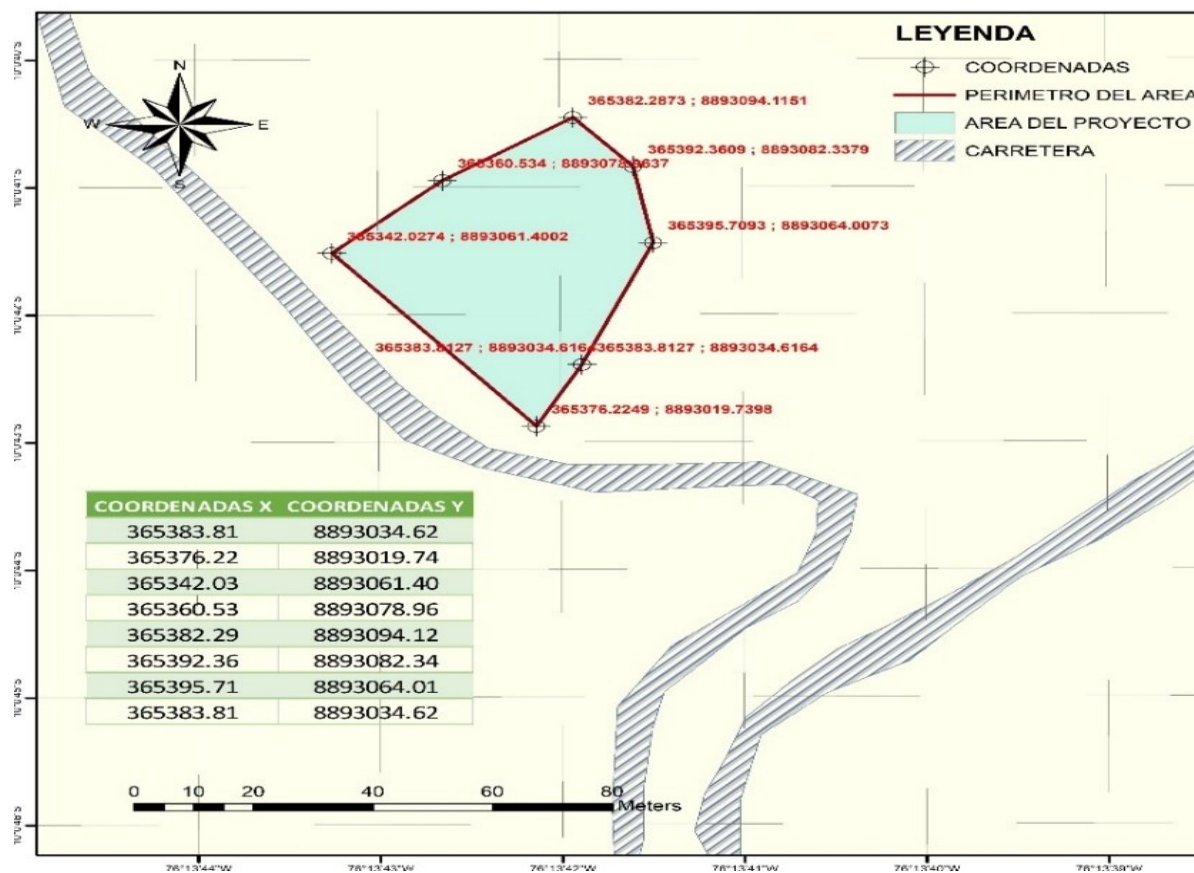
MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO: ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO -2022					
Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología	Población y muestra
Problema general: ¿Cómo influye el análisis comparativo de metodologías ASD y LRFD para el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis - Huánuco -2022?	Objetivo General Realizar el análisis comparativo de metodologías ASD y LRFD y su influencia en el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis - 2022.	Hipótesis General Hi: El análisis comparativo de metodologías ASD y LRFD influye en el diseño de los elementos estructurales de un almacén metálico, Amarilis - 2022.		Enfoque El enfoque del proyecto es cuantitativo.	Población La población está conformada por distintos tipos de almacenes o galpones de estructura metálica en el distrito de amarilis.
Problema específico: ¿Cómo se efectúa el diseño sismorresistente de un almacén metálico, aplicando la norma E.030-2018, Amarilis - Huánuco -2022?	Objetivos específicos Realizar el diseño sismorresistente de un almacén metálico, aplicando la norma E.030-2018, Amarilis - Huánuco -2022	Hipótesis específicas El diseño sismorresistente de un almacén metálico, aplicando la norma E.030-2018 me dará las secciones definitivas de los elementos estructurales.	Variable dependiente: Diseño de los elementos estructurales	Alcance o nivel El alcance o nivel del proyecto es explicativo.	Muestra La muestra está conformada por el almacén de estructura metálica proyecta en la ciudad de Amarilis.
¿Cómo se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales por el método LRFD (Diseño por Factores de	Diseñar los elementos estructurales por el método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), aplicando		Variable independiente: Metodologías ASD	Diseño El diseño del proyecto es no experimental.	

Carga y Resistencia), aplicandola norma E.090-2006, Amarilis - Huánuco -2022?	la norma E.090-2006, Amarilis - Huánuco -2022.	El diseño de los elementos estructurales por el método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), aplicando la norma E.090-2006 es menos conservador que el método ASD	y LRFD.		
¿Cómo se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales por el método ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles), aplicando la norma E.090-2006, Amarilis - Huánuco -2022?	Diseñar los elementos estructurales por el método ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles), aplicando la norma E.090-2006, Amarilis - Huánuco -2022.	El diseño de los elementos estructurales por el método ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles), aplicando la norma E.090-2006 es más conservador que el método LRFD.			
¿Cuáles son las comparaciones técnicas entre las metodologías ASD yLRFD en el diseño de los elementos estructurales, Amarilis - Huánuco -2022?	Presentar las comparaciones técnicas entre las metodologías ASD y LRFD en el diseño de los elementos estructurales, Amarilis - Huánuco -2022.	Las comparaciones técnicas entre las metodologías ASD y LRFD en el diseño de los elementos estructurales nos permite identificar las ventajas y desventajas de cada método.			

ANEXO N° 2

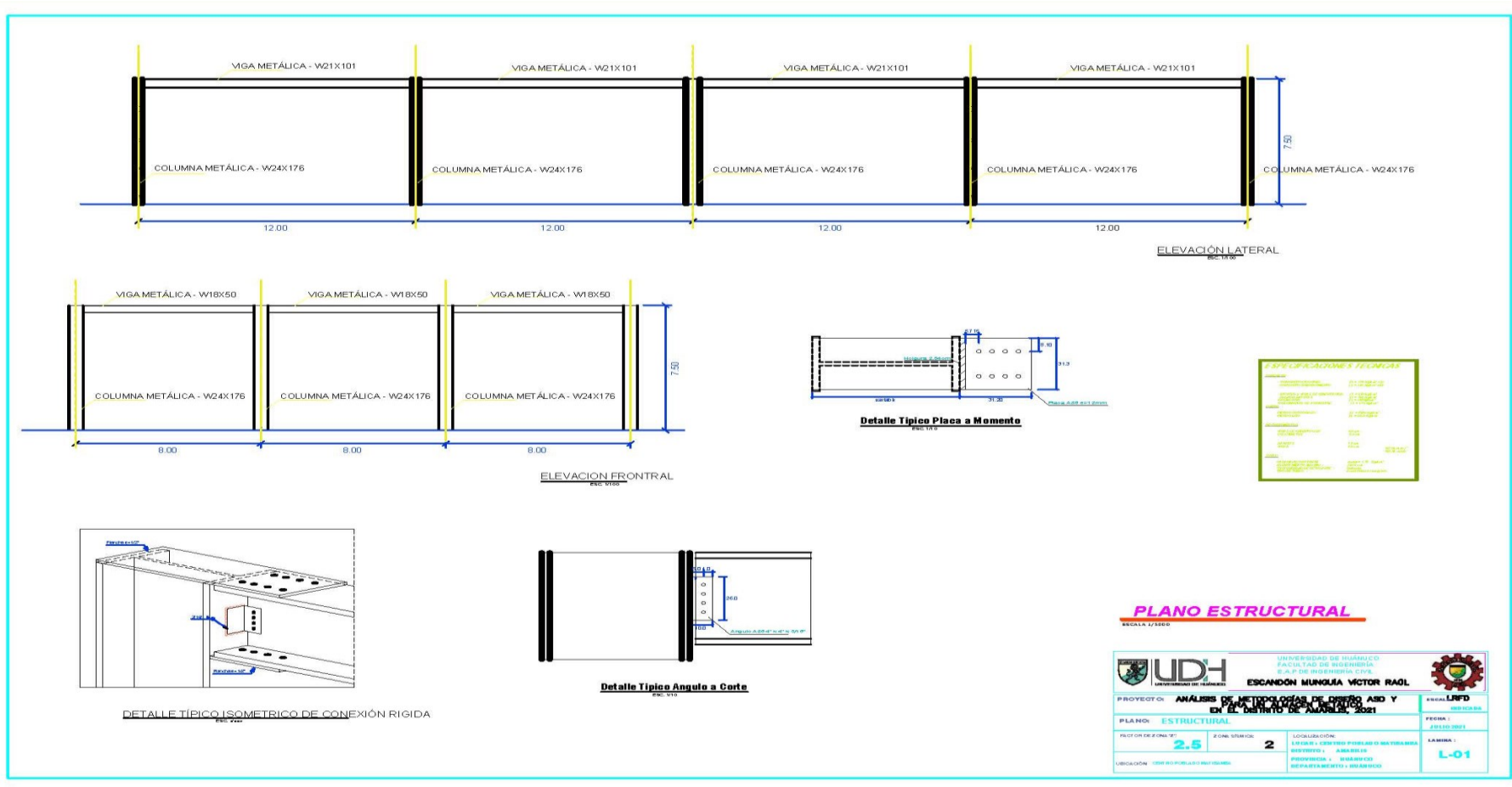
PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

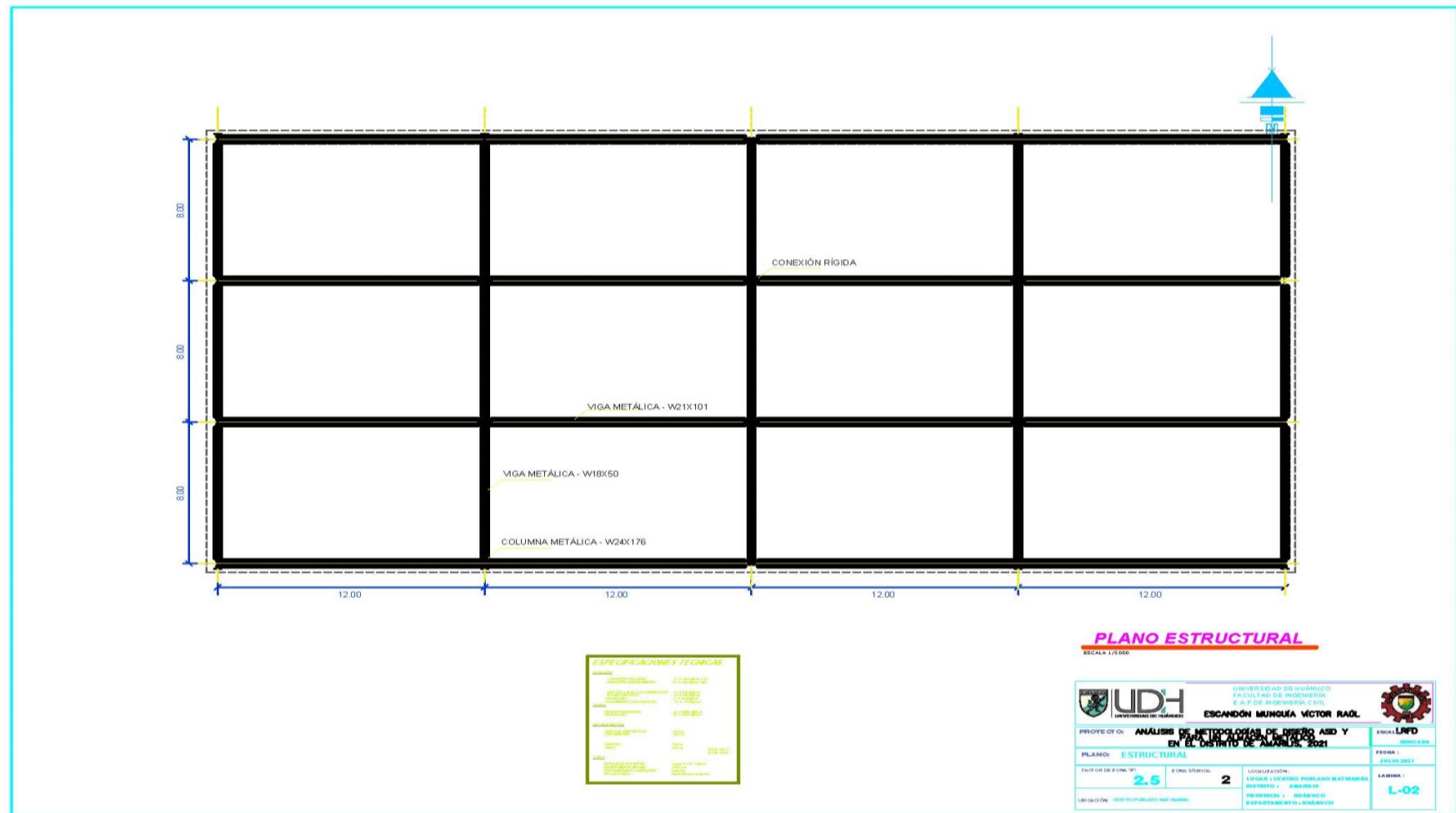


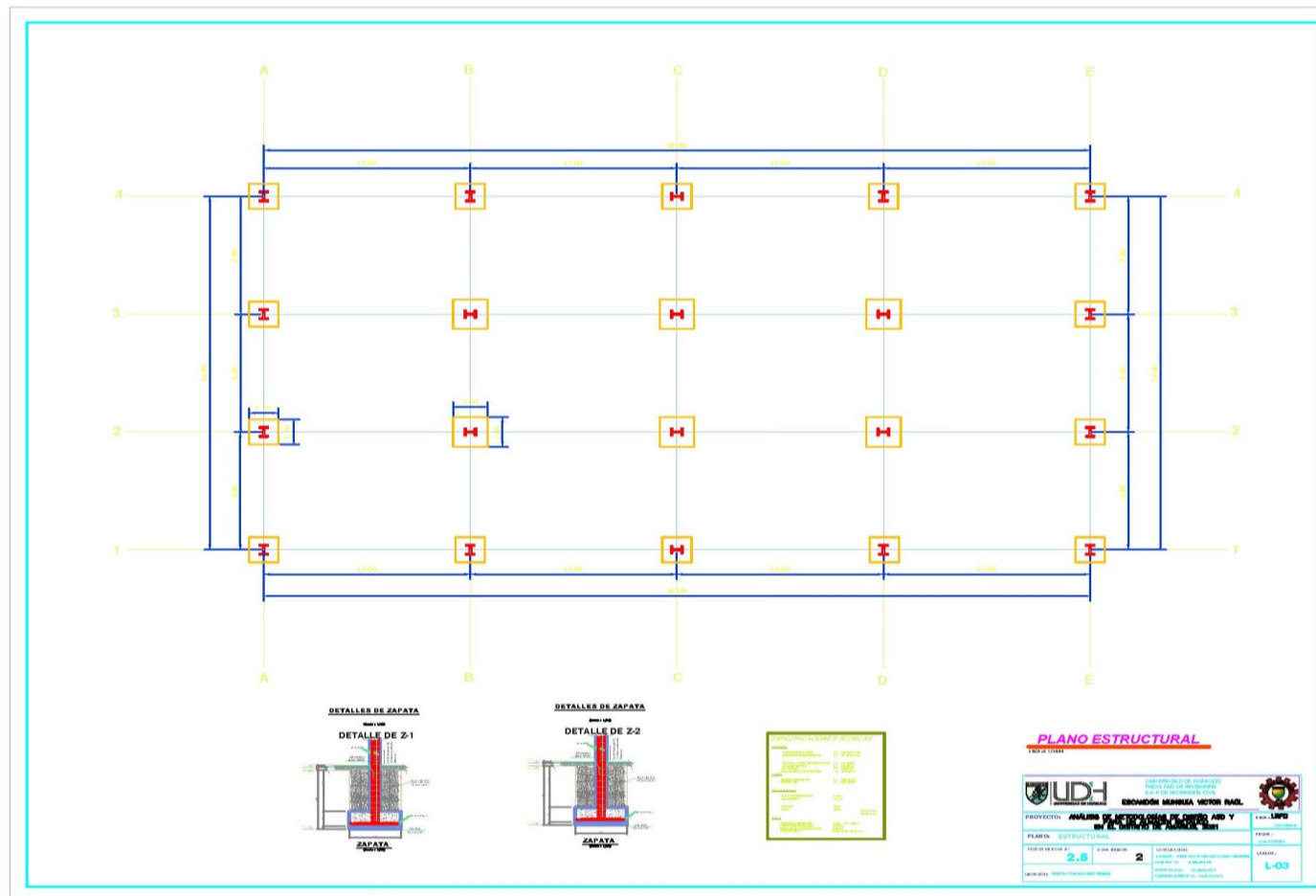
	UNIVERSIDAD DE HUANUCO FACULTAD DE INGENIERIA E.A.P DE INGENIERIA CIVIL		
	DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN ALMACEN DE ESTRUCTURA METALICA, EN EL DISTRITO DE AMARILIS, 2021		
	PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.		
	FUENTE CARTOGRAFICA: IGN (2012) - 1 : 5000 IMP(2010) - 1 : 15 000	Escala de trabajo: 1 : 1000	Escala de impresión: 1 : 1000
Elaborado por: ESCANDÓN MUNGUÍA VICTOR RAUL	Zonificación sísmica: 2	Año de elaboración: 2 de junio 2021	01

ANEXO N° 3

PLANO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO.







ANEXO N° 4
PANEL FOTOGRAFICO.



Lugar donde estará ubicado el almacén



Vista panorámica



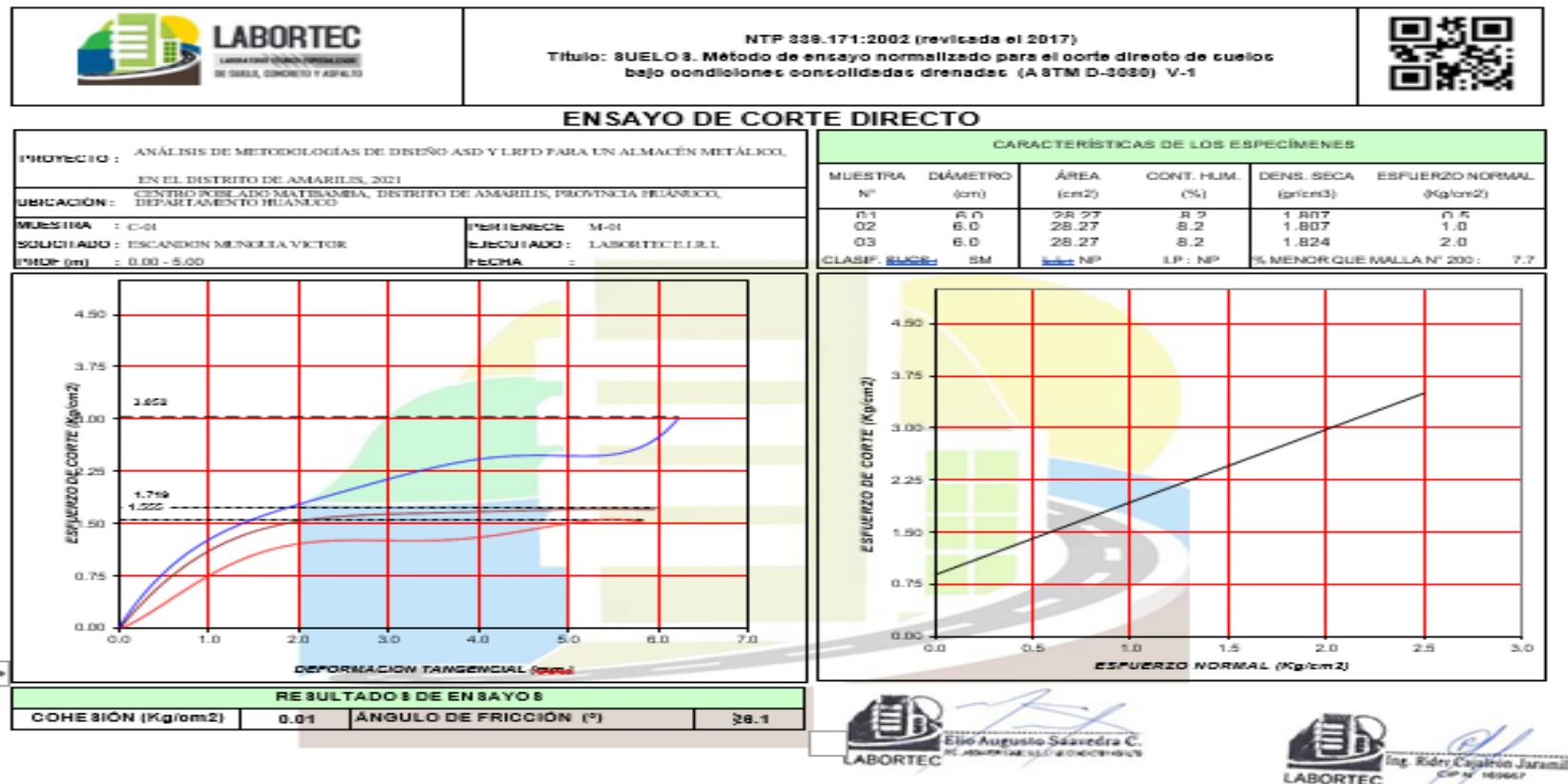
Calicata de almacén de acero



ANEXO N° 5

ESTUDIO DE SUELOS

Ensayo de corte directo



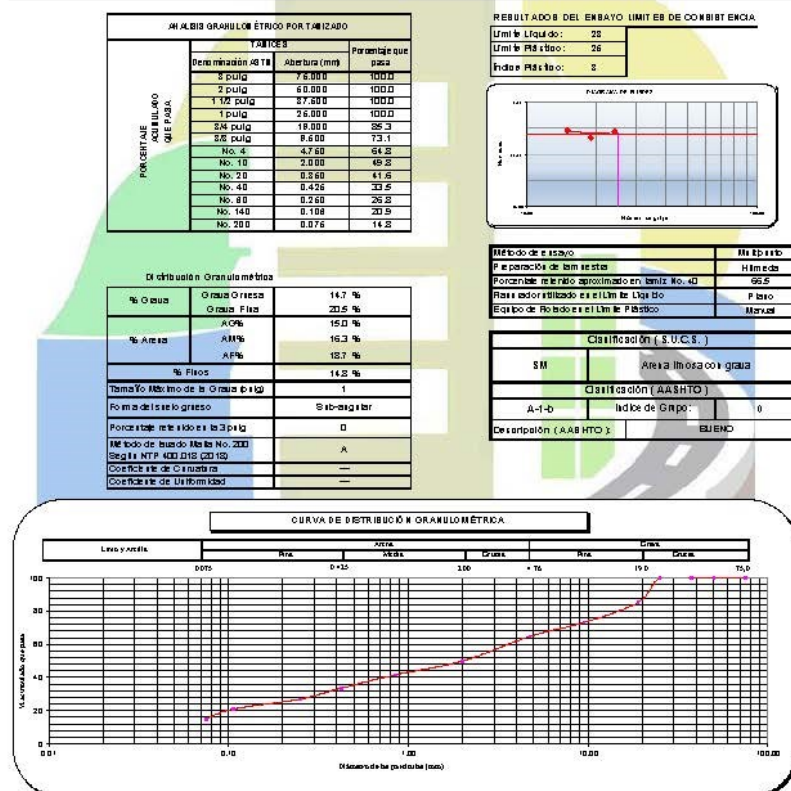
Ensayo límites de consistencia

 LABORTEC LABORATORIO TECNOLÓGICO DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO	CLASIFICACIÓN DE SUELOS LABORTEC EIRL Análisis Granulométrico NTP 339.128 (2014) / Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (2014) / Clasificación SUCS NTP 339.134 (2014) / Clasificación AASHTO NTP 339.135 (2014)	

N° de Servicio: **LAB - 00080 - 2021**

SOLICITANTE:	ESCAMBIO HUMOR VICTOR
PROYECTO:	ANÁLISIS DE METODOLOGÍA DE DISEÑO ASO Y LRF PARA UN ALMACÉN METÁLICO, EN EL DISTRITO DE AMARILLO, 2021
UBICACIÓN:	MATIBAMBA, DISTRITO DE AMARILLO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO

Serie:	C-01	Tipo de Material:	Arene limosa con grava
Muestra:	M-1	Condición de la muestra:	HUMED A
Profundidad:	0.00 - 5.00	Código de informe y ensayo:	LAB2402216x1
Fecha:			



Observaciones:

Tipo de Preparación para ensayo o Clasificación: Vía Húmeda

Límites de la muestra identificada y entregada por el cliente. Ellos deben ser aplicados a las muestras indicadas.

Procedimiento de producción, todo o parte del presente informe de ensayo y la autorización es de la responsabilidad de Labortec EIRL.

Los resultados de los ensayos no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de productos o como certificación de la calidad de la entidad que los produce. Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio.

El informe de ensayo es un documento "foral de interés público", su autenticidad y validez se garantiza por la disposición penal y civil en la materia. Sin perjuicio de lo anterior, dicho documento puede ser utilizado para fines de información a las normas de protección al consumidor y las que regulan la libre competencia.

 **LABORTEC**
 Ing. Augusto Sáavedra C.
 INGENIERO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

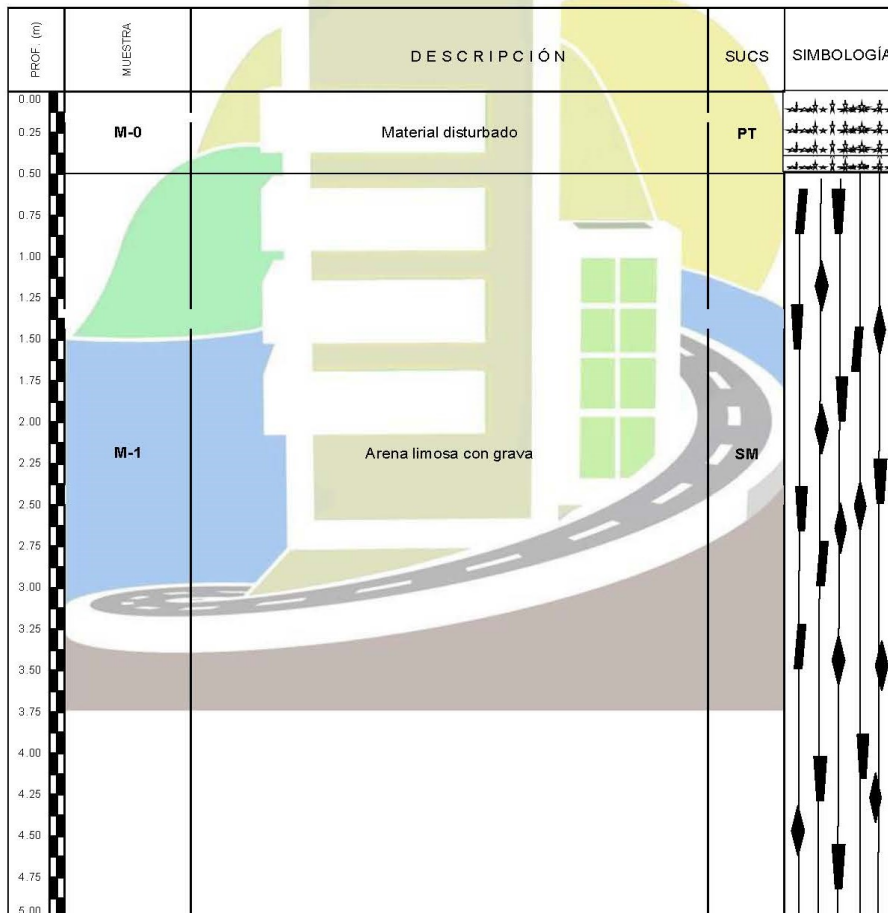
Unidad del Laboratorio

 **LABORTEC**
 Ing. Rider Cajalón Jaramillo
 CIP N° 169667

Registro de sondaje

 LABORTEC LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO	CLASIFICACIÓN DE SUELOS LABORTEC EIRL Análisis Granulométrico NTP 339.128 (2014) / Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (2014) / Clasificación SUCS NTP 339.134 (2014) /	
	REGISTRO DE SONDAJE	

PROYECTO :	ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS DE DISEÑO ASD Y LRFD PARA UN ALMACÉN METÁLICO, EN EL DISTRITO DE AMARILIS, 2021		
UBICACIÓN :	CENTRO POBLADO DE MATIBAMBA, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO HUÁNUCO		
SOLICITANTE :	ESCONDON MUNGUIA VÍCTOR RAÚL		
CALICATA N° :	C-01	TÉCNICO :	LABORTEC E.I.R.L.
PROF. (m) :	0.00 - 5.00	NIVEL FREÁTICO :	No se halló
		FECHA :	




LABORTEC
 Elio Augusto Saavedra C.
ING. LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO


LABORTEC
 Ing. Rider Cajaleon Jaramillo
CIP N° 169667

Ensayo de corte directo

 LABORTEC LABORATORIO TECNICO ESPECIALIZADO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO	NTP 339.171:2002 (revisada el 2017) Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas V-1	
	ENSAYO DE CORTE DIRECTO	

PROYECTO : ANALISIS DE METODOLOGIAS DE DISEÑO ASD Y LRFD PARA UN ALMACEN METALICO, EN EL DISTRITO DE AMARILIS, 2021	
SOLICITADO: ESCANDON MUNGUIA VICTOR RAUL	
UBICACIÓN: CENTRO POBLADO DE MATIBAMBA, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO HUÁNUCO	
ESPECIALISTA: ING. RIDER CAJALEON JAMILLO	EJECUTADO : LABORTEC E.I.R.L
MUESTRA : C-01	FECHA : DEL 2021
PERTENECE : M01	PROF (m) : 0.00 - 5.00

CONTENIDO DE HUMEDAD :		CARACTERÍSTICAS :	
Nº DE RECIPIENTE	(Anillo)	DIÁMETRO (cm.)	6.00
PESO DEL ANILLO+SUELO HÚMEDO (gr.)	165.00	ÁREA (cm ²)	28.27
PESO DEL ANILLO+SUELO SECO (gr.)	157.03	VOLUMEN (cm ³)	53.71
PESO DEL AGUA (gr.)	7.97	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm ³)	1.955
PESO DEL ANILLO (gr.)	60.00	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	1.807
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	97.03	CLASIFICACIÓN SUCS	SM
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	8.2	FACTOR ANILLO	0.273 + 0.000

ESFUERZO NORMAL : **1.0** Kg/cm²

TIEMPO (min.)	EXTENSÓMETRO DE CARGA	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (mm)	DEFORMACIÓN NORMAL	FUERZA (Kg)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm ²)
0.0	-	0.00		-	0.000
0.5	35.0	0.28		9.555	0.338
1.0	92.0	0.64		25.116	0.868
1.5	107.0	1.02		29.211	1.033
2.0	145.0	1.37		39.585	1.400
2.5	152.0	1.77		41.496	1.468
3.0	162.0	2.15		44.226	1.564
3.5	167.0	2.54		45.591	1.613
4.0	171.0	2.94		46.683	1.651
4.5	172.0	3.31		46.956	1.661
5.0	173.0	3.69		47.229	1.671
5.5	174.0	4.08		47.502	1.680
6.0	175.0	4.45		47.775	1.690
6.5	177.0	4.82		48.321	1.709
7.0	178.0	5.21		48.594	1.719
7.5	178.0	5.59		48.594	1.719
8.0	177.0	5.97		48.321	1.709


 Elio Augusto Saavedra C.
ING. JARDINEROS SALES, C.I. DE CONCRETO Y ASFALTO


 Ing. Rider Cajaleon Jaramillo
CIP N° 169667

 LABORTEC LABORATORIO TECNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO	NTP 339.171:2002 (revisada el 2017) Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas V-1	
	ENSAYO DE CORTE DIRECTO	

PROYECTO : ANÁLISIS DE METODOLÓGÍAS DE DISEÑO ASD Y LRFD PARA UN ALMACÉN METÁLICO, EN EL DISTRITO DE AMARILIS, 2021	
SOLICITADO: ESCANDON MUNGUÍA VÍCTOR RAÚL	
UBICACIÓN : CENTRO POBLADO DE MATIBAMBA, DISTRITO DE AMARILIS, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO HUÁNUCO	
ESPECIALISTA: ING. RIDER CAJALEÓN JAMILLO	EJECUTADO : LABORTEC E.I.R.L
MUESTRA : C-01	FECHA :
PERTENECE : M-01	PROF (m) : 0.00 - 5.00

CONTENIDO DE HUMEDAD :		CARACTERÍSTICAS :	
Nº DE RECIPIENTE	(Anillo)	DIÁMETRO (cm.)	6.00
PESO DEL ANILLO+SUELO HÚMEDO (gr.)	165.00	ÁREA (cm ² .)	28.27
PESO DEL ANILLO+SUELO SECO (gr.)	157.03	VOLUMEN (cm ³ .)	53.71
PESO DEL AGUA (gr.)	7.97	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm ³)	1.955
PESO DEL ANILLO (gr.)	60.00	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	1.807
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	97.03	CLASIFICACIÓN SUCS	SM
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	8.2	FACTOR ANILLO	0.273 + 0.000

ESFUERZO NORMAL : **0,5** Kg/cm²

TIEMPO (min.)	EXTENSÓMETRO DE CARGA	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (mm)	DEFORMACIÓN NORMAL	FUERZA (Kg)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm ²)
0.0	-	0.00		-	0.000
0.5	24.0	0.41		6.552	0.232
1.0	64.0	0.80		17.472	0.618
1.5	97.0	1.18		26.481	0.937
2.0	110.0	1.59		30.030	1.062
2.5	123.0	1.96		33.579	1.188
3.0	129.0	2.34		35.217	1.246
3.5	132.0	2.73		36.036	1.275
4.0	133.0	3.10		36.309	1.284
4.5	134.0	3.46		36.582	1.294
5.0	134.0	3.82		36.582	1.294
5.5	134.0	4.19		36.582	1.294
6.0	144.0	4.57		39.312	1.391
6.5	159.0	4.94		43.407	1.535
7.0	161.0	5.10		43.953	1.555
7.5	159.0	5.58		43.407	1.535
8.0	159.0	5.85		43.407	1.535


 Elio Augusto Saavedra C.
ING. LABORATORIO TECNICO ESPECIALIZADO


 Ing. Rider Cajalón Jaramillo
CIP 14 169667

Datos de muestra

 LABORTEC LABORATORIO TECNICO DE ENSAYOS DE CALIDAD, CONTROL Y ASPIRANTE	CONTENIDO DE SULFATOS EXPRESADOS COMO ION SO_4 Y CONTENIDO DE CLORUROS EXPRESADOS COMO ION Cl -(NORMA NTP 400.042, AASHTO T 290, AASHTO T 291)	
	PROYECTO : ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS DE DISEÑO ASD Y LRFD PARA UN ALMACÉN METÁLICO, EN EL DISTRITO DE AMARILIS, 2021 SOLICITA : ESCANDON MUNGUA VICTOR RAUL RESPONSABLE : LABORTEC E.I.R.L.	

DATOS DE LA MUESTRA	
CALICATA	: C-01
PROF.	: 0.00 - 5.00 m.

Muestra 01

REPORTE DE RESULTADOS	LIMITES PERMISIBLES	RESULTADOS	
	%	VALOR	UNIDADES
Sulfatos como ión SO_4	0.06	0.0371	%
Cloruros como ión Cl	0.10	0.0288	%
pH a 15.9°C	>4		5.9

REPORTE DE RESULTADOS	LIMITES PERMISIBLES	RESULTADOS	
	%	VALOR	UNIDADES
Sulfatos como ión SO_4	0.06		
Cloruros como ión Cl	0.10		
pH a 15.9°C	>4		

(*) Límites máximos permisibles de concentración de sustancias según ETC-CBVT-2008 MTC


 Elio Augusto Saavedra C.
ING. LABORATORIO TECNICO DE ENSAYOS DE CALIDAD, CONTROL Y ASPIRANTE


 Ing. Rider Cajalra Caramillo
CIPN° 169667

Ensayo de corte directo

 LABORTEC LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO	NTP 339.171:2002 (revisada el 2017) Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas V-1	
	ENSAYO DE CORTE DIRECTO	

CONTENIDO DE HUMEDAD :		CARACTERÍSTICAS :	
Nº DE RECIPIENTE	(Anillo)	DIÁMETRO (cm.)	6.00
PESO DEL ANILLO+SUELO HÚMEDO (gr.)	166.00	ÁREA (cm ² .)	28.27
PESO DEL ANILLO+SUELO SECO (gr.)	157.96	VOLUMEN (cm ³ .)	53.71
PESO DEL AGUA (gr.)	8.04	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm ³)	1.973
PESO DEL ANILLO (gr.)	60.00	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	1.824
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	97.96	CLASIFICACIÓN SUCS	SM
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	8.2	FACTOR ANILLO	0.273 + 0.000

TIEMPO (min.)	EXTENSÓMETRO DE CARGA	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (mm)	DEFORMACIÓN NORMAL	FUERZA (Kg)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm ²)
0.0	-	0.00		-	0.000
0.5	85.0	0.48		23.205	0.821
1.0	117.0	0.84		31.941	1.130
1.5	143.0	1.23		39.039	1.381
2.0	172.0	1.61		46.956	1.661
2.5	182.0	2.00		49.686	1.758
3.0	202.0	2.40		55.146	1.951
3.5	217.0	2.78		59.241	2.096
4.0	230.0	3.17		62.790	2.221
4.5	240.0	3.56		65.520	2.318
5.0	248.0	3.95		67.704	2.395
5.5	254.0	4.34		69.342	2.453
6.0	258.0	4.69		70.434	2.491
6.5	262.0	5.04		71.526	2.530
7.0	263.0	5.47		71.799	2.540
7.5	264.0	5.85		72.072	2.549
8.0	316.0	6.23		86.268	3.052



Ing. Augusto Saavedra C.
CIP 14509



Ing. Róger Cajalón Jaramilla
CIP 14 16967

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 1003-2022-D-FI-UDH

Huánuco, 19 de mayo de 2022

Visto, el Oficio N° 586-2022-C-PAIC-FI-UDH, mediante el cual el Coordinador Académico de Ingeniería Civil, remite el dictamen de los jurados revisores, del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO - 2022"**, presentado por el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**.

CONSIDERANDO:

Que, mediante Resolución N° 006-2001-R-AU-UDH, de fecha 24 de julio de 2001, se crea la Facultad de Ingeniería, y;

Que, mediante Resolución de Consejo Directivo N° 076-2019-SUNEDU/CD, de fecha 05 de junio de 2019, otorga la Licencia a la Universidad de Huánuco para ofrecer el servicio educativo superior universitario, y;

Que, mediante Resolución N° 1298-2019-D-FI-UDH, de fecha 06 de noviembre de 2019, perteneciente al Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA** se le designó como ASESOR(A) de Tesis al Mg. Reyder Alexander Lambruschini Espinoza, docente adscrito al Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, y;

Que, según Oficio N° 586-2022-C-PAIC-FI-UDH, del Coordinador Académico quien informa que los JURADOS REVISORES del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO - 2022"** presentado por el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, integrado por los siguientes docentes: Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas (Presidente), Mg. Joel Luis Guarniz Flores (Secretario) y Ing. Percy Mello Dávila Herrera (Vocal), quienes declaran APTO para ser ejecutado el Trabajo de Investigación (Tesis), y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - APROBAR, el Trabajo de Investigación (Tesis) y su ejecución intitulado: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO - 2022"** presentado por el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA** para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil, del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Universidad de Huánuco.

Artículo Segundo. - El Trabajo de Investigación (Tesis) deberá ejecutarse hasta un plazo máximo de 1 año de su Aprobación. En caso de incumplimiento podrá solicitar por única vez la ampliación del mismo (6 meses).

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Ing. Ethel Johana Monzano Lozano
SECRETARIA DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Mg. Bertha Campos Ríos
DECANA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

Distribución:

Fac. de Ingeniería - PAIC - Asesor - Exp. Graduando - Interesado - Archivo.
BCR/EJML/nto.

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 2073-2022-D-FI-UDH

Huánuco, 18 de octubre de 2022

Visto, el Of. N° 1338-2022-C-PAIC-FI-UDH y el Exp. N° 374434-0000007803 presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil, quien informa que el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, solicita Revisión del informe final del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulada: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO - 2022"**.

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo al Art. N° 38 y 39 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, es necesaria la revisión del Trabajo de Investigación (Tesis) por la Comisión de Grados y Títulos del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, de la Universidad de Huánuco; y,

Que, para tal efecto es necesario nombrar al jurado Revisor y/o evaluador, compuesta por tres miembros docentes de la Especialidad, y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - NOMBRAR, al Jurado Revisor que evaluará el informe final del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulada: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO - 2022"**, presentado por el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, conformado por los siguientes docentes:

- Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas PRESIDENTE
- Mg. Joel Luis Guarniz Flores SECRETARIO
- Ing. Percy Mello Dávila Herrera VOCAL

Artículo Segundo. - Los miembros del Jurado Revisor tienen un plazo de siete (07) días hábiles como máximo, para emitir el informe y opinión acerca del Informe Final del Trabajo de Investigación (Tesis).

REGISTRESE, COMUNIQUESE Y ARCHIVESE,



Distribución:
C PAIC - Mat. y Reg. Acad.- Interesado- Jurado (03)- Archivo
BCR/EJML/nto.

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 2444-2022-D-FI-UDH

Huánuco, 01 de diciembre de 2022

Visto, el Oficio N° 1597-2022-C-PAIC-FI-UDH, mediante el cual el Coordinador Académico de Ingeniería Civil, remite el dictamen de los jurados revisores, del Informe Final de Trabajo de investigación (Tesis) intitulado: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO -2022"**, presentado por el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**.

CONSIDERANDO:

Que, según mediante Resolución N° 006-2001-R-AU-UDH, de fecha 24 de julio de 2001, se crea la Facultad de Ingeniería, y;

Que, mediante Resolución de Consejo Directivo N° 076-2019-SUNEDU/CD, de fecha 05 de junio de 2019, otorga la Licencia a la Universidad de Huánuco para ofrecer el servicio educativo superior universitario, y;

Que, mediante Resolución N° 1003-2022-D-FI-UDH, de fecha 19 de mayo de 2022, se aprobó el Trabajo de Investigación (Tesis) y su ejecución, del Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, y;

Que, según Oficio N° 1597-2022-C-PAIC-FI-UDH, del Coordinador Académico quien informa que los JURADOS REVISORES del Informe Final de Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO -2022"**, presentado por el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, integrado por los siguientes docentes Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas (Presidente), Mg. Joel Luis Guarniz Flores (Secretario) e Ing. Percy Mello Dávila Herrera (Vocal), quienes declaran APTO para la Sustentación de su Tesis, y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Único. - APROBAR, el Informe Final de Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO -2022"**, presentado por el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil, del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Universidad de Huánuco.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE



Distribución:

Fac. de Ingeniería - PAIC - Exp. Graduando - Interesado - Archivo.
BCR/EJML/nto.

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 011-2023-D-FI-UDH

Huánuco, 20 de enero de 2023

Visto, el Expediente N° 381721-0000008840, presentado por el (la) Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, en la que solicita se fije la fecha y hora para la Sustentación de Tesis, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil;

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Nueva Ley Universitaria 30220, Capítulo V, Art 45° inc. 45.2, y con opinión favorable del Jurado Evaluador, y;

Que, para la Sustentación de Tesis, es necesario nombrar un Jurado Evaluador, fijar hora, lugar y fecha, para dicho Acto Académico y que estará integrada por tres miembros docentes de la Facultad de Ingeniería, y;

Que, según el Oficio N° 017-2023-C-PAIC-FI-UDH, presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil, en el que indica que la fecha y hora de sustentación será el día viernes 27 de enero de 2023 a las 15:30 horas, para la Sustentación de Tesis del Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - **NOMBRAR**, el Jurado Evaluador en la modalidad de Sustentación de Tesis intitulada: **"ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS ASD Y LRFD PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN ALMACÉN METÁLICO, AMARILIS - HUÁNUCO - 2022"**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, del Bach. **Víctor Raúl ESCANDÓN MUNGUÍA**, el mismo que está integrado por los siguientes docentes:

Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas	PRESIDENTE
Mg. Joel Luis Guarniz Flores	SECRETARIO
Ing. Percy Mello Dávila Herrera	VOCAL

Artículo Segundo. - **DESIGNAR**, como docente accesitario al **Mg. Hamilton Denniss Abal García**, quien asumirá funciones ante cualquier contratiempo que se suscitara con los Jurados Titulares.

Artículo Tercero. - El Acto de Evaluación se realizará el día viernes 27 de enero de 2023 a las 15:30 horas, en el Auditorio de la Universidad, Aula 403-P2 Ciudad Universitaria de la Esperanza.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE.



Distribución:
C PAIC- Jurados (03) - Mat. y Reg. Acad - docente accesitario - Exp. Graduando - VRI - Of. Red de Informática - Interesado - Archivo.
BLCR/EJML/nto