



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“Análisis del diseño sísmico estructural del techo metálico de la losa
multideportiva de Aija, Ancash - 2018”**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Cieza Macedo, Eyner Omar

Lazarte Torres, Benito

ASESOR:

Ing. Rivera Tena Felix Nicanor

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Diseño Sísmico Estructural

HUARAZ - PERÚ

2018

El jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) CIEZA MACEDO,
EYNER OMAR cuyo título es:

ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO
DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AIJA, ANCASH - 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el
estudiante, otorgándole el calificativo de:15..... (Número).....
.....QUINCE..... (Letras).

Huaraz, 16 de diciembre Del 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY



Ing. RIVERA TENA, FELIX NICANOR



Ing. DÍAZ BETETA, DANIEL ALBERT

El jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) LAZARTE TORRES, BENITO cuyo título es:

ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AIJA, ANCASH - 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de:15..... (Número).....
.....QUINCE..... (Letras).

Huaraz, 16 de diciembre Del 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY



Ing. RIVERA TENA, FELIX NICANOR



Ing. DÍAZ BETETA, DANIEL ALBERT

DEDICATORIA

A nuestras familias, porque siempre han sido el soporte físico, moral y la gran motivación para encaminar un nuevo reto en la vida, que se ve reflejado en culminación de este trabajo de investigación, el cual hubiera sido imposible de lograr sin su apoyo incondicional, amor y comprensión.

AGRADECIMIENTO

Nuestro más sincero agradecimiento a todos los docentes de nuestra Alma Mater, quienes con sus conocimientos impartidos han tenido una invaluable contribución a nuestra formación profesional, en el campo disciplinario, de conocimientos y ético.

Queremos agradecer de manera especial al Ing. Segundo Moncada Saucedo, por su invaluable aporte al desarrollo de la presente tesis, así como a los Ing. Fernando Vega Huincho, Ing. Abimael Beltrán Cruzado y al Ing. Félix Nicanor Rivera Tena, por los aportes y consejos ofrecidos de manera consistente.

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

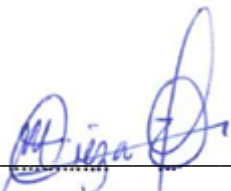
Nosotros, CIEZA MACEDO Eyner Omar, identificado con DNI N° 41465444 y LAZARTE TORRES Benito identificado con DNI N° 80123666; egresados de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autores de la tesis titulada **“Análisis del Diseño Sísmico Estructural del Techo Metálico de la Losa Multideportiva de Aija, Ancash - 2018”**

Declaramos bajo juramento que:

- 1) La tesis es de nuestra autoría.
- 2) Hemos respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
- 3) La tesis no ha sido autoplagiada; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
- 4) Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De identificarse la falta de fraude (datos falsos), plagio (información sin citar a autores), autoplagio (presentar como nuevo algún trabajo de investigación propio que ya ha sido publicado), piratería (uso ilegal de información ajena) o falsificación (representar falsamente las ideas de otros), asumimos las consecuencias y sanciones que de nuestras acciones se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad César Vallejo.

Huaraz, diciembre del 2018



Cieza Macedo Eyner Omar
DNI N° 41465444



Lazarte Torres Benito
DNI N° 80123666

PRESENTACION

Señores miembros del Jurado:

Cumpliendo con las disposiciones vigentes establecidas por el Reglamento de Grado y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, someto a vuestro criterio profesional la evaluación del presente trabajo de investigación titulado **“Análisis del Diseño Sísmico Estructural del Techo Metálico de la Losa Multideportiva de Aija, Ancash - 2018”**, con el objetivo de analizar el diseño sísmico estructural en acero para la mencionada localidad para lo cual se realizó diversos ensayos en laboratorio para determinar la capacidad portante del suelo, resistencia alcanzada por el concreto capacidad de cargas y así realizar un diseño correcto de la nave industrial.

En el primer capítulo se desarrolla la introducción, que abarca la realidad problemática, antecedentes, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación y objetivos.

En el segundo capítulo se describe la metodológica de la investigación, es decir el diseño de la investigación, variables y su operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos que se empleó y su validez y confiabilidad realizada por tres jueces expertos en la materia.

En el tercer capítulo se expondrán los resultados obtenidos de la evaluación realizada en el proyecto, la propuesta de mejora dada por los tesisistas para dar solución al problema presentado.

En el cuarto capítulo, se discutirán los resultados llegando a conclusiones objetivos y recomendaciones para las futuras investigaciones.

Asimismo, el presente estudio es elaborado con el propósito de obtener el título profesional de Ingeniería Civil y realizar una propuesta de análisis estructural, el cual que será beneficioso a la población.

Con la convicción que se nos otorgará el valor justo, y mostrando apertura a sus observaciones, agradecemos por anticipado las sugerencias y apreciaciones que se brinde a la presente investigación.

Los Autores

ÍNDICE

ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	ii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD	vi
PRESENTACION	vii
ÍNDICE	viii
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
I. INTRODUCCIÓN	13
1.1. Realidad Problemática	13
1.2. Trabajos Previos	14
1.2.1. A Nivel Internacional	14
1.2.2. A Nivel Nacional	17
1.2.3. A Nivel Local	20
1.3. Teorías Relacionadas al Tema	21
1.3.1. Acero Estructural	21
1.3.2. Propiedades del Acero	21
1.3.3. Diseño de la Estructura Metálica	24
1.3.4. Tipos de Uniones	26
1.3.5. Métodos de Soldadura:	27
1.3.6. Mecánica de Suelos:	27
1.4. Formulación del Problema	28
1.5. Justificación del estudio	28
1.5.1. Justificación Económica	28
1.5.2. Justificación Técnica	28
1.5.3. Justificación Operativa	29
1.5.4. Justificación Legal	29
1.5.5. Justificación Social	29
1.6. Hipótesis	29
1.7. Objetivos	29
1.7.1. Objetivo general:	29
1.7.2. Objetivos específicos:	30
II. MÉTODO	31

2.1.	Diseño de Investigación	31
2.2.	Variables, Operacionalización	32
2.3.	Población y Muestra	35
2.4.	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos, Validez y Confiabilidad	35
2.5.	Método de Análisis de Datos	36
2.6.	Aspectos Éticos	36
III.	RESULTADOS	37
3.1.	Proceso del trabajo realizado:	37
3.2.	Estudio de Mecánica de Suelos:	37
3.3.	Procedimiento de laboratorio	37
3.4.	Memoria de Cálculo Estructural	38
3.4.1.	Condiciones Iniciales	38
3.4.2.	Procedimientos De Cálculo	38
3.4.3.	Condiciones Iniciales: Techo Metálico	39
3.4.4.	Sistemas Estructurales	39
3.4.5.	Materiales y Elementos Estructurales	40
3.5.	Estructura Metálica – Cobertura	41
3.5.1.	Aspectos Generales	41
3.5.2.	Normativas y Estándares	41
3.5.3.	Consideraciones e Información para el Análisis y Diseño	41
3.6.	Modelamiento Matemático	43
3.7.	Cargas	44
3.7.1.	Carga Muerta DL	44
3.7.2.	Carga Viva LL	44
3.7.3.	Carga de Nieve (Snow) – Dynamics Load	44
3.7.4.	Carga de Viento WL	44
3.7.5.	Asignación de Carga de Sismo Dinámico Lineal	47
3.7.6.	Espectro de Respuesta (Espectro de Diseño según la E030-16)	51
3.7.7.	Amplificar las Cargas para el Diseño	52
3.7.9.	Asignación de Carga Sismo Estático	57
3.8.	Análisis Estructural – Control De Flechas Ante Cargas Gravitacionales	58
3.9.	Análisis Estructural – Control de Derivadas	59
3.10.	Diseño Estructural – Ratios (Demanda / Capacidad)	60
3.11.	Cajón de Apoyo	61
3.12.	Diseño de Ángulo Cordón Superior – Viento	62

3.13.	Diseño de Ángulo Cordón Superior - Sísmico	63
3.14.	Diseño de Ángulo Cordón Inferior– Viento	64
3.15.	Diseño de Angulo Cordón Inferior– Sismo	65
3.16.	Diseño de Columnas Metálicas – Viento	66
3.17.	Diseño de Columnas Metálicas– Sismo	67
3.18.	Diseño de Columnas Metálicas– Sismo	68
3.19.	Análisis de Obras de Concreto: Zapatas	82
3.10.	Análisis de Obras de Concreto: Pedestales	84
3.11.	Diseño de la Zapata Aislada	85
3.12.	Diseño de la columna corta estribada	94
IV.	DISCUCIONES	98
V.	CONCLUSIONES	101
5.1.	Análisis del Diseño Sísmico Estructural	101
VI.	RECOMENDACIONES	102
	REFERENCIAS	103
	ANEXOS	104

RESUMEN

El presente trabajo de investigación es transversal y está orientado al análisis del diseño sísmico resistente de la nave industrial: techo metálico de la losa multideportiva de la localidad de Aija, siguiendo la reglamentación de las normas técnicas E.090 Estructuras Metálicas, E.030 Diseño Sismoresistente y E.020 Cargas.

Así mismo para dicho análisis se ha realizado la toma de muestras de suelos (calicatas) pruebas de laboratorio, y análisis estructural siguiendo el método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)

Los resultados obtenidos serán discutidos y contrastados para así poder generar las conclusiones de carácter técnico ingenieril de la estructura en estudio.

Este proyecto a su vez sienta el precedente de próximos estudios de investigación de las diferentes estructuras metálicas de nuestra localidad, su interpretación y aporte a la sociedad.

Palabras claves: diseño sísmico resistente, acero estructural.

ABSTRACT

The present work of investigation is transversal and is oriented to the analysis of the resistant seismic design of the industrial ship: metallic ceiling of the slab multisportiva of the locality of Aija, following the regulation of the technical norms E.090 Metallic Structures, E.030 Design Seism resistant and E.020 Loads.

Likewise, for this analysis has taken the sampling of soils (pits) laboratory tests, and structural analysis following the LRFD method (Design by Load Factors and Resistencia)

The results obtained will be discussed and contrasted in order to generate the technical engineering conclusions of the structure under study.

This project in turn sets the precedent for future research studies of the different metal structures of our locality, their interpretation and contribution to society.

Keywords: seism resistant design, structural steel.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

Los terremotos son fenómenos naturales muchas veces con resultados catastróficos, a través de la historia y alrededor del mundo han cobrado innumerables vidas humanas y han causado cuantiosas pérdidas materiales lo cual se refleja también en considerables pérdidas económicas que dejan en colapso a las naciones, a nivel social es uno de los eventos con mayores secuelas post traumáticas por el nivel de agresividad con que se presentan.

El Perú es un país con la mayor cantidad de movimientos telúricos de diferentes magnitudes, reportándose sólo en lo que va del año 2018 un total de 80 sucesos sísmicos dato recogido de la página oficial del Instituto Geofísico del Perú a fecha 06 de mayo de 2018. así mismo se ve una tendencia progresiva de mayores sucesos en cada año, de todos los sismos reportados al 06 de mayo de 2018, 05 se presentaron en el departamento de Ancash, y específicamente en la Provincia de Aija han acontecido en la última década varios sucesos entre los que se pueden contar el ocurrido el 03 de agosto del 2015, a la altura del km 16 y el 16 de marzo de 2011 a la altura del km 26 ambos con una magnitud de 4.0 grados en la escala Richter, tal como reportan las diferentes agencias de noticias a nivel local y nacional, es así que también debemos mencionar que de acuerdo a la Norma Técnica de Edificaciones E.030 “Diseño Sismoresistente” de nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones, el distrito de Aija está ubicada en la Zona Sísmica 3, significando uno de los factores más altos de la aceleración de la gravedad.

Es por ello la gran necesidad de conocer y aplicar correctamente nuestra norma de diseño sismoresistente, anteriormente los estudios estaban orientados al análisis de resistencia, actualmente también se enfocan los estudios estructurales a los desplazamientos ya que ambos parámetros ocasionan daños a las estructuras. El análisis sísmico de estructuras es una disciplina que se enmarca dentro del campo del análisis estructural, que cumplen con los requisitos reglamentarios de distribución de masas y/o rigideces. Es indispensable para el ingeniero civil conocer el análisis sísmico de una estructura por todos los medios, ya sea estático, dinámico o tiempo-historia, ya que nos dan los lineamientos y los principios del diseño de estructuras sismoresistente, que oponen resistencia a los movimientos telúricos que son abundantes en nuestra región.

Es así que en el presente trabajo formula el análisis del diseño sísmico estructural del techo metálico de la losa multideportiva de Aija, una infraestructura que contempla vigas principales (parabólicas) conformados por ángulos de 2"x2"x1/8 y viguetas de ángulo de 1/2" x 1" x 1/16", los cuales se apoyan sobre columnas cuadradas de 8"x8" y espesor de 8mm; tensores de 3/4" y Cruz de San Andrés de 1/2", la sub estructura está conformada por elementos estructurales de concreto armado como: zapatas de sección 1.2x1.3x0.50m y vigas de conexión de sección 0.25x0.40m, cuyas normas técnicas se fundamentan en:

- RNE Norma Técnica E.020 – Cargas.
- RNE Norma Técnica E.030 – Diseño Sismo Resistente.
- RNE Norma Técnica E.050 – Suelos y Cimentaciones.
- RNE Norma Técnica E.060 – Concreto Armado.
- RNE Norma Técnica E.090 – Estructuras Metálicas.
- A.C.I. 318 - 2014 (American Concrete Institute) Building Code Requirements for Structural Concrete
- AISC - LRFD 99

Siendo el aporte fundamental del presente trabajo el de marcar un precedente en el análisis y evaluación de este tipo de infraestructuras a base de material metálico, ya que en nuestra región hay escasos estudios al respecto, este documento también será una herramienta importante y fundamental para la gestión municipal que verá garantizada su inversión social y económica.

1.2. Trabajos Previos

1.2.1. A Nivel Internacional

Cruz, Figueroa, & Hernandez (2012) en su Tesis Titulada para optar el Título de Ingeniero Civil, Titulada “Estructuración, Análisis y Diseño Estructural de Elementos de Techo con Perfiles Metálicos utilizando el Método LRFD” de la Universidad de El Salvador, se plantearon el objetivo principal de establecer un correcto proceso para el diseño de estructuras metálicas en techos, que, según su propio informe, debería partir de obtener el mayor conocimiento posible acerca de cómo han ido evolucionando los diferentes materiales que componen una cubierta, así como la estructura que lo va a soportar. Así mismo,

indica que es de suma importancia estudiar los diferentes métodos que existen para el diseño de estructuras, así como también la forma en que se muestran en la actualidad, ya que eso va a permitir obtener un diseño de estructura de techo que garantice la seguridad de la estructura y prolongue su funcionamiento; a su vez que tendrán mucho menos fallas de las que se obtienen implementando procesos con diseños inadecuados y repetitivos y que es común en la actualidad, menciona que es indispensable conocer la resistencia a la fluencia y la ruptura a través de la calidad de los materiales que componen la estructura de un techo metálico. El autor concluye en su informe que comúnmente se omite en gran medida el tema de conceptualización en los procesos de diseños que se desarrollan e indica que al igual que la implementación, es importante incorporar la etapa conceptual en el diseño, ya que va a permitir tener una visión general del sistema estructural y con ello lograr que exista coherencia entre los subsistemas que la componen; también indica que es elemental realizar un correcto cálculo del proyecto así como la determinación de los costos que son en gran medida favorables si se implementa un correcto diseño estructural teniendo en cuenta criterios adecuados.

Nicolas, (2007) en su Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Titulada “Análisis y Diseño Estructural en Acero, de una Nave Industrial con las especificaciones AISC Método LRFD 1993” del Instituto Politécnico Nacional de México, muestra como objetivo primordial introducir el análisis y diseño estructural de una obra con estructuras de acero, para ello, parte de explicar que el diseño en sí, es un proceso creativo con el cual se van a definir las características de un sistema, en este caso estructural, con la finalidad de que cumplan de manera óptima con sus objetivos; y el principal objetivo de un sistema estructural es el de tener la suficiente resistencia a las fuerzas a las que se va a someter, sin que cause daños sustanciales o tenga malas respuestas a dichas fuerzas y transmitir las de forma eficiente hasta la cimentación. El autor propone realizar cálculos y comprobaciones que resulten de aplicar la teoría del diseño estructural con el fin de confirmar o rechazar la viabilidad del sistema que propone. Para el diseño planteado, el autor considera tres aspectos fundamentales, como son la estructuración, que es básicamente la

determinación de los materiales que van a conformar la estructura; el análisis, que consiste en las actividades que se realizan para obtener las respuestas de las estructuras frente a diversas acciones exteriores que podrían afectarla; y el dimensionamiento, que consiste en definir a detalle la estructura y verificar que cumpla con los requisitos de seguridad adoptados. Recomienda además usar el método LRFD debido a que resulta más flexible en cuanto a opciones de diseño, ese método puede también llevar a tener estructuras más seguras con respecto al uso del diseño por esfuerzos permisibles de la combinación de cargas muertas y vivas al tratarlas como iguales; además de ello, resulta más sencillo realizar cambios en los factores de sobrecarga y resistencia que en el método ASD.

Estévez (2008) en su Tesis para optar el Título de Ingeniero Mecánico, titulada “Diseño Estructural de Cubierta Metálica para dos canchas de Ecuavoley” de la Escuela Politécnica Nacional de Ecuador, propone el diseño e implementación de una cubierta o techo metálico en los escenarios deportivos, específicamente en un escenario de ecuavoley; ya que la gran mayoría no cuenta con ello, lo que limita la eficiente práctica deportiva en esta disciplina debido a que no se puede realizar al encontrarse en las condiciones climáticas necesarias. Indica además que es primordial la comprensión del diseño y fabricación de este tipo de cubiertas para que se haga posible su implementación en otros escenarios no necesariamente deportivo pero que necesiten de ambientes cerrados, además que resultan mucho más económicos y estéticos. En conclusión, su proyecto busca la mejor alternativa de diseño de cubiertas metálicas con soluciones eficientes y seguras con una vida útil prolongada.

Herrera (2009) en su Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Titulada “Diseño Sísmico de un Edificio de Marcos de Acero con Conexiones Viga Columna SMA” de la Universidad de Chile, tiene como objetivo general el análisis de cuan factible y que mejoría se podría obtener al usar un enlace viga-columna con disipador de energía en base a SMA. Para ello plantea la posibilidad de analizar como alternativa de unión viga-columna el uso de

dichos disipadores en el diseño de edificaciones de altura promedio cuya estructura es con marcos de acero, ya que permitiría que una estructura recupere su forma original en las conexiones que es donde se producen fallas comúnmente, luego de someterse a un fuerte movimiento sísmico, sin embargo, considera que es preciso analizar a fondo el comportamiento del material ya que no se obtienen los mismos resultados o no siempre es favorable dependiendo del tipo de sismo. Para el diseño de esta conexión, el autor tuvo en cuenta dos criterios de gran importancia, como lo son el hecho de considerar únicamente la carga gravitacional que determina la cantidad de barras de SMA que se debe utilizar; y que la conexión rotacional se realiza al centro de la masa de las barras y éste genera un brazo de palanca que es igual a la altura que existe en la separación de las barras superiores e inferiores. Luego de comparar los resultados sísmicos de la estructura rotulada en base a SMA, se observa que se disipó un 99.66% de la energía disipada por la estructura en sí, lo que indica que si se tiene una conexión inadecuada en gran medida, las barras alcanzan una deformación a penas de 2.46% sin que eso implique que se corten.

1.2.2. A Nivel Nacional

Orihuela y Dávila (2016) en su Proyecto Profesional para la Obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil, Titulada “Cálculo y Diseño Estructural de una Nave Industrial Aplicando La Normativa AISC en la Ciudad de Juliaca, Provincia De San Román” de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, tienen como objetivo general diseñar una nave industrial usando material de acero para el diseño de las estructuras y colocándolas bajo los diferentes estados de carga, tomando en consideración los elementos estructurales y sus conexiones cumpliendo con la metodología AISC, concluyeron con que una buena metodología incluye los diseños a compresión, tensión, corte, torsión, flexión y deflexión para los elementos en acero, concreto y pernos de anclaje. Indica además que trabajar con acero en la construcción de naves industriales suele ser más fácil y se puede realizar en menos tiempo ya que en general posee elementos que son prefabricados y son resistentes, y mantienen su durabilidad aún ante los diferentes cambios climáticos, además de ser reciclables, sin embargo recalca que se deben tomar medidas necesarias y realizar los estudios

convenientes para obtener una respuesta favorable ante escenarios en los que el material resulte vulnerable como puede ser el fuego. Recomienda también un minucioso estudio para el diseño de los cimientos que van a soportar la nave industrial.

Tapia (2014) en su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, titulado “Diseño Sismoresistente de una Edificación de Estructura Metálica de 4 pisos para uso comercial”, de la Universidad Nacional del Centro del Perú, tiene como objetivo principal determinar cuáles son las ventajas de diseñar una edificación con estructuras metálicas respecto a las estructuras comunes que se hacen de albañilería confinada, ante eventos sísmicos, para ello plantean la ejecución y diseño mediante el sistema constructivo en acero laminado en frío, ya que no era común su uso en nuestro país, esto con la finalidad de conseguir que los materiales presenten mayor rendimiento y mejor respuesta ante eventos sísmicos reduciendo la vulnerabilidad de las construcciones frente a ello, sin embargo, recalca que es necesario conocer las condiciones en que pueden producirse mecanismos de falla para poder adoptar una estrategia de diseño indicada y obtener una adecuada capacidad de disipación de energía. Para su estudio, el autor considera los métodos de diseño ASD y LRFD, determina las ventajas e inconvenientes que se presenta en el uso de uno u otro y a su vez hace la comparación de utilizar estructuras metálicas y las de concreto; con ello concluye que la dinámica de una estructura liviana, como lo es una estructura metálica, resulta menos compleja que la de una estructura tradicional, esto hace más sencillo su diseño y su construcción, y es mucho más recomendable para construcciones sismorresistentes, además requiere cimentaciones de menor proporción, lo que genera una disminución en los costos. Dentro de los aspectos a tener en consideración es que el acero requiere de un mantenimiento y supervisión periódica debido a que es altamente corrosivo, necesitando de recubrimientos especiales como anticorrosivo, galvanizado y pintura; así como establecer planes de contingencia para respuestas eficaces ante eventos como un incendio, ya que se trata de un material vulnerable a altas temperaturas.

Quinto (2012) en su Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico, titulado “Diseño Estructural de Acero del Techo Parabólico del Coliseo Polideportivo Ciudad Universitaria De Paturpampa Universidad Nacional De Huancavelica” de la Universidad Universidad Nacional del Centro del Perú, tiene como objetivo principal el diseño estructural con acero de un techo parabólico, para lo cual se tendrá en cuenta los elementos de carga y resistencia (LFRD), porque aparte de que proporciona mas confiabilidad para las estructuras de acero independientemente de las cargas a la que se enfrente, está basado en los conceptos de estado límite, y con ello se puede determinar con mayor facilidad las condiciones en que una estructura deja de cumplir su función. El estudio nace debido a que en la localidad donde se desarrolla, las áreas deportivas presentan diversas limitaciones, sobre todo en cuanto a infraestructura se refiere, ya que por ser de la zona Sierra, casi la mitad del año se presentan lluvias, y el coliseo en estudio, al no contar con un techo que proteja los campos deportivos, limita la práctica del deporte a sus estudiantes y usuarios, así como también las distintas actividades culturales que desarrollan, haciendo uso de otros ambientes incurriendo en gastos adicionales. Para el desarrollo del proyecto, el autor plantea utilizar una armadura de tipo arco parabólico, ya que por su estructura, permite techar extensas áreas que tienen luces y extensiones grandes en su construcción, además de tener mayor resistencia a diferentes tipos de cargas. Para lo que se refiere a las vigas, consideró las cargas de servicio, nieve, viento vivas y de sismo debido a la geografía de la zona, además de considerar que para certificar el diseño correcto de la estructura se necesita comprobar la resistencia estática y rigidez en las vigas principales siguiendo a su vez las normas del American Institute of Steel Construction (AISC).

Carrasco (2011) en su Tesis para optar el Título de Ingeniero Mecánico, Titulado “Metodología para el análisis estático y dinámico de estructuras metálicas aplicando el método de los elementos finitos” de la Pontificia Universidad Católica del Perú, tiene el objetivo principal de aplicar las normas AISC-LRFD para el análisis estático y dinámico en las estructuras metálicas, y para ello relaciona y aplica de forma conveniente los diferentes conceptos que

se tiene acerca de análisis estructural, diseño antisísmico y utilizará el método de los elementos finitos aplicándolo tanto en estructuras convencionales y no convencionales en etapa de diseño, teniendo en cuenta la pre selección de sus materiales estructurales y su configuración en conjunto; esto implica un comportamiento elástico-lineal del sistema, en consecuencia, resulta factible la aplicación de ésta metodología a estructuras existentes asumiendo la misma hipótesis de diseño. La aplicación de esta metodología, indica el autor, se considera una nueva y más eficiente alternativa, ya que va adecuar los criterios de diseño para su aplicación en estructuras no convencionales. Recomienda analizar las estructuras no convencionales con el mayor número de estados de cargas para abarcar el mayor número de estados críticos de diseño y obtener resultados más óptimos y confiables al aplicar el método de los elementos finitos en comparación con los clásicos. El autor indica en su informe que para aplicar el método de los elementos finitos es de suma importancia comprender y usar de manera adecuada los métodos del análisis estructural en relación con éste. Para el cálculo de las estructuras, el autor considera las formas analítica y numérica, con la finalidad de obtener resultados más confiables y precisos y con esto poder determinar si algún aspecto del diseño estructural podría ser sustituido por un software basado en el método de los elementos finitos.

1.2.3. A Nivel Local

Saravia (2009) en su Trabajo Monográfico para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, titulado “Análisis y Diseño a Tensión para Estructuras Metálicas basado en el Método de los Estados Límites” de la Universidad Nacional Santiago Antúnez De Mayolo de Huaraz, tiene como objetivo general solucionar un conjunto de problemas relacionados con la revisión y el diseño de elementos estructurales en acero sometidos a diferentes solicitudes de cargas, concluyó que el método de los estados límites (L.R.F.D.) utiliza factores de resistencia para mantener una baja probabilidad de falla y así evitar alcanzar el estado límite característico de la tipología del miembro en estudio.

1.3. Teorías Relacionadas al Tema

Si hablamos de estructuras metálicas tenemos que conocer ampliamente lo que es una estructura, la cual viene a ser un conjunto de partes unidas entre sí que terminan formando un cuerpo, una forma o un todo, con el matiz particular de soportar las fuerzas que actúan sobre él y los efectos que le puedan originar.

Debemos señalar también que las estructuras metálicas tienen como material principal al acero, el cual compone hasta el 80% de toda la estructura, por lo que puede también adoptar el nombre de Estructura de Acero.

El acero a su vez se define como la aleación o combinación de los siguientes elementos: hierro (Fe) y carbono (C) donde la cantidad de carbono es siempre menor al 2%, otras combinaciones también añaden Cr (Cromo), Ni (Níquel) o Mn (Manganeso).

1.3.1. Acero Estructural

Este tipo de Acero es un material de fabricación industrializada, que permite un paso de pruebas de aseguramiento de la calidad apropiado. La principal característica de este Acero es que posee elementos que hacen posible la alta resistencia, rigidez y ductilidad, lo que hace que sea más conveniente su empleo en construcciones sismoresistentes. Cabe precisar que la ductilidad del acero es la tolerancia que tiene a sufrir deformaciones plásticas sin que esto conlleve a la reducción de su resistencia. Al hacer una revisión en los elementos de este material y su diseño, se puede concluir que la tensión de fluencia mínima F_y es el parámetro mecánico que más trasciende; sin dejar de mencionar que pueden darse casos en que al vincular un estado límite con la rotura se tendrá que dar importancia a la resistencia de tracción F_u . Ambos son propiedades nominales del acero específicas para construcción (Javier, 2018, p. 17).

1.3.2. Propiedades del Acero

Para Orihuela y Dávila (2016), el acero como elemento estructural cuenta con las siguientes propiedades:

- Peso específico (δ): 7.85 kg/m³
- Módulo de elasticidad (E): 2.10 x 10⁶ kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia (F_y): 2.53 Ton/cm²

- Esfuerzo de fractura (F_u): 4.08 Ton/ cm²
- Coeficiente de Poisson (ν): 0.3
- Coeficiente de dilatación térmica (α): 1.2×10^{-5} (°C)⁻¹

Además, todas las estructuras a base de acero son propensas a sufrir agites de forma accidental, como lo son el viento y sismos en cualquier magnitud, teniendo en cuenta donde se ubique. Es por ello que resulta muy necesario que se implemente un correcto sistema estructural que permita resistir tales eventos teniendo un apropiado control entre rigidez, resistencia y ductilidad.

Según Bermúdez (2005), dentro de los principales perfiles estructurales de acero se tienen las secciones tipo W, S, L, C, T, y también se pueden establecer las siguientes características de los mismos (p. 12):

a) Ventajas de las construcciones metálicas:

- ✓ Las estructuras metálicas, suelen ser menos pesadas debido a su masa, este peso propio al ser más reducido adquiere gran importancia al realizar el cálculo de una estructura, puesto que va a tener mayor influencia en la resistencia de la misma.
- ✓ Al ser más ligero, se hace mucho más fácil transportarlo y montarlo.
- ✓ Éste tipo de estructuras se pueden construir de forma más rápida puesto que, a diferencia de otras estructuras como la de hormigón, no se requiere de fraguado o encofrar.
- ✓ Realizar un cambio en una estructura metálica resulta más fácil y representa un costo menor, esto debido al uso de remaches y/o tornillos en su construcción que van a permitir colocar una pieza en el lugar de otra que necesite ser reforzada o cambiada.
- ✓ Otra gran ventaja de las estructuras metálicas es el valor de rescate que poseen, ya que es posible que se desmonten sin perder su forma original para luego reutilizarse; además de que el desmontaje resulta más fácil si se unen las estructuras utilizando tornillos.
- ✓ El uso de estructuras metálicas resulta beneficioso también para el medio ambiente, debido a que las construcciones que se realicen con ellas suelen ser secas, el ruido y polvo que se genere son mucho menor

en comparación con una construcción de concreto, así como también se reduce los escombros y desechos.

- ✓ Debido a la fabricación previa de una estructura metálica en un taller, permite que se encuentren prácticamente listos en la obra a realizar, requiriendo menores procesos como conexiones (ya sea usando tornillos o soldadura) para culminar y darle la forma deseada.
- ✓ Las estructuras metálicas, al ser dúctiles, tienden a sufrir amplias deformaciones que pueden alertar antes de ocurrir algún fallo.

b) Inconvenientes de las construcciones metálicas:

- Una de las principales desventajas del uso de estructuras metálicas es que resultan vulnerables a la corrosión si se ejecutan en zonas que presenten un clima agresivo, como pueden ser terminales marítimos o zonas industriales con factores corrosivos en mayor proporción.
- Otro inconveniente que presenta este tipo de materiales es que sus propiedades pueden verse afectadas en gran magnitud si la temperatura a la que están expuestas es alta, por ello se recomienda recubrir las estructuras con elementos que resulten resistentes al calor, así como también se debe evitar su construcción en lugares donde la probabilidad de ocurrir incendios sea más alta, como por ejemplo almacenes.
- Al ser una estructura metálica de peso muy ligero, puede resultar inestable, y esto ocasionar accidentes
- Se pueden presentar inconvenientes al intentar adaptarlo a otras formas distintas a la original.
- Al ser las estructuras metálicas muy flexibles, sufren deformaciones que limitan su diseño y como consecuencia no se aprovecha al máximo su resistencia.
- Si se utiliza una estructura elaborada con un acero de baja calidad o las conexiones que se realicen no sea la adecuada, se pueden presentar debilitaciones en el material, lo que conllevará a que sufra roturas en cualquier momento.

1.3.3. Diseño de la Estructura Metálica

Las Especificaciones del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC) son reconocidas en Perú a falta de unas Especificaciones Nacionales, de acuerdo a lo indicado por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

a) Métodos de diseño propuestos por el AISC

Crisafulli (2018), nos indica que de acuerdo a lo establecido a la fecha, se cuenta con dos enfoques del Diseño Estructural en acero, y éstos son:

“Diseño por Esfuerzos Permisibles”, conocido por sus siglas ASD (Allowable Stress Design)

“Diseño por Factores de Carga y Resistencia ó Estados límites”, conocido por sus siglas LRFD (Load and Resistance Factor Design).

Con el método ASD, lo que se busca es lograr que los esfuerzos unitarios permisibles en los elementos de una estructura, sean mayor que los esfuerzos unitarios actuantes, y se viene aplicando este método hace más de un siglo. A pesar de ello, en los últimos 20 años, el diseño a base de estructuras metálicas se está desarrollando de forma más racional teniendo en cuenta el concepto de probabilidades

Es preciso recalcar que se considera el término “Estado Límite” en este método cuando se refiere a la condición de la estructura que no va a cumplir su función.

b) Diseño por Estados Límites

Los Estados límites del método LRFD son de dos naturalezas: límites de resistencia y de servicio.

El estado límite de resistencia tiene que ver con la capacidad que tiene una estructura para resistir la carga, inclusive si se presentan eventos de fluencia máxima, resistencia a fracturas, ya sea por pandeo o por fatiga. El estado límite por servicio se inclina más al comportamiento que adquiere una estructura ante situaciones como deflexiones, vibraciones, presencia de grietas, deslizamiento o deterioro al paso de los años.

Con el paso del tiempo los diseñadores de obras estructurales, concluyen que las características de una estructura metálica no sólo tienen que resistir las cargas que puedan surgir, sino también a aquellas que presenten distintas combinaciones o más aún a que éstas cargas sean mucho mayores. Debido a ello es que se establece la relación entre la resistencia y la carga que se produce, con la finalidad de minimizar fallas, ya sea que ésta se dé por la poca resistencia o por la falta de servicio (Orihuela y Dávila, 2016, p. 14)

En consecuencia, la finalidad es lograr que la estructura no exceda los estados límites en mención, sin embargo, como la posibilidad de conseguir que no exista riesgo, es nulo al llevarlo a la práctica, se debe optar por determinar una probabilidad apropiada que esté basada en datos y procedimientos estadísticos que son denominados "Métodos de Confiabilidad de momentos de primer orden-segundo orden" para no exceder la resistencia de los elementos, que es lo que más busca mitigar el diseñador.

Entonces, aceptando la premisa de basarnos en procedimientos estadísticos, se expresa el requerimiento de seguridad estructural de la siguiente manera:

$$\phi R_n = \sum \gamma_i Q_i$$

En ésta inecuación, la resistencia del componente está representada en la parte izquierda y la carga máxima esperada o los efectos máximos se representan a la derecha. La Resistencia Nominal R_n es reducida por un factor menor que la unidad ϕ (Factor de Resistencia) para obtener la "Resistencia de Diseño" también conocida como "resistencia usable". Al otro lado de la inecuación, las cargas son amplificadas por sus respectivos factores de mayoración γ_i para tener las cargas factorizadas.

1.3.4. Tipos de Uniones

a) Uniones Atornilladas:

Para Bermúdez (2005), una unión atornillada se trata de un vástago roscado de cabeza generalmente hexagonal; el enroscado puede llegar hasta la cabeza del tornillo, como no podría llegar. Las arandelas son los que van a hacer que el área de contacto que hay entre un tornillo y las partes que se van a unir, sean mayores; resulta dificultoso el uso de tornillos cuando dichas arandelas no son uniformes. También es factible el uso de arandelas de seguridad (washers) con la finalidad de que las tuercas no se aflojen. El grosor de las partes que se van a unir, no deberá ser mayor a la longitud del tornillo, teniendo en cuenta además una distancia mínima que depende de su diámetro y corresponde a los espesores de las arandelas, la rosca y una porción de tornillo que debe sobresalir una vez apretada la tuerca.

Considerando la forma en que se ejecuten las fuerzas, las uniones atornilladas simples se pueden dar de dos tipos: aplastamiento y deslizamiento crítico.

En el atornillamiento por aplastamiento, la fuerza va a transmitirse haciendo contacto directo entre el tornillo y las paredes de la perforación. En el atornillamiento por deslizamiento crítico, la fuerza va a transmitirse haciendo fricción entre las piezas a unir, y para el que se requiere el desarrollo de una tracción equivalente al 70% de la resistencia mínima especificada a la tracción en el tornillo (Bermúdez, 2005, p. 32).

b) Soldadura en Acero:

Se pueden realizar soldaduras en Acero teniendo en cuenta el grado, además de establecer un procedimiento y que sea ejecutado para una aplicación determinada; siempre y cuando que, utilizando el adecuado proceso se logre la continuidad metálica de la unión con soldadura y que además cumpla con lo que se requiere (Pascual, 2009, p. 31).

1.3.5. Métodos de Soldadura:

Para Pascual (2009, p.35), se pueden emplear los siguientes métodos de soldadura en las estructuras de acero:

- Soldadura manual con electrodo recubierto, con recubrimientos de tipo rutilo o básico.
- Soldadura semiautomática bajo protección gaseosa.
- Soldadura semiautomática con hilo tubular.
- Soldadura automática con arco sumergido.

1.3.6. Mecánica de Suelos:

Duque y Escobar (s.f. p.1) mencionan que Terzaghi dice: La mecánica de suelos consiste en la aplicación de las diferentes leyes de la mecánica y la hidráulica a dificultades de ingeniería respecto a temas de sedimentación u otro tipo de acumulación de residuos sólidos que se puedan presentar y que pueden ser producidos por desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, ya sea que presenten o no materia orgánica.

La mecánica de suelos incluye:

- a. Teorías sobre el comportamiento de los suelos sujeto a cargas, basado en simplificaciones necesarias dado el estado actual de la teoría.
- b. Investigación de las propiedades físicas de los suelos.
- c. Aplicación del conocimiento teórico y empírico de los problemas prácticos.

A parte de los problemas que se pueden presentar en el Acero y concreto, y que tienden a exagerar debido a lo complejo del material; en los suelos también se tienen inconvenientes como la alta variabilidad, además que los procedimientos naturales para formar los suelos se encuentran fuera del alcance de los ingenieros.

Es de suma importancia tratar las muestras en la mecánica de suelos (inalteradas - alteradas).

La mecánica de suelos clasifica los suelos de la siguiente manera: color, olor, texturas, distribución de tamaños, plasticidad; el muestreo y la clasificación de los suelos son dos requisitos previos que resultan necesarios para poder aplicar la mecánica de suelos a los problemas de diseño.

1.4. Formulación del Problema

¿Cómo es el diseño sísmico estructural del techo metálico de la losa multideportiva de Aija - Ancash - 2018?

1.5. Justificación del estudio

1.5.1. Justificación Económica

La identificación del nivel de resistencia sísmica del techo metálico, será una herramienta de gran utilidad para la entidad gubernamental de Aija y así poder adoptar medidas de ser necesarias que garanticen la inversión económica realizada en la presente obra.

1.5.2. Justificación Técnica

El análisis sísmico de una estructura es de gran importancia tanto para garantizar un apropiado diseño frente a un sismo, así como, para entender y predecir la respuesta estructural de una edificación.

El sistema debe ser capaz de sobrevivir a los movimientos sísmicos a los que estará sujeta la estructura durante su vida útil. Esta deberá ser lo suficientemente fuerte y dúctil como para soportar los esfuerzos generados por las deformaciones internas.

Para el modelo matemático, análisis estructural y diseño de los elementos de acero se utilizará el módulo de cálculo y diseño estructural **Especificaciones AISC - LRFD**.

1.5.3. Justificación Operativa

Debido a que nuestro país está ubicado en una zona de alta actividad sísmica, el análisis sísmico es de carácter obligatorio para proyectar estructuras sismoresistentes.

1.5.4. Justificación Legal

El análisis sísmico de una edificación tiene como objetivo encontrar las fuerzas y momentos internos debidos a la carga sísmica, en cada uno de los elementos del sistema estructural para luego proceder al diseño siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones y las Normas E.030 y la Norma E.090.

1.5.5. Justificación Social

Entender el comportamiento estructural es fundamental para poder caracterizar de manera más adecuada el nivel de daño que pueda presentar una estructura producto de un evento sísmico, y no causar daños significativos de pérdidas materiales considerativas e incluso de pérdidas humanas, es por esto que el presente trabajo beneficia a la población de Aija en su conjunto, ya que el estudio se realiza en una infraestructura de uso público. Así mismo garantiza la tranquilidad de la población de realizar sus actividades recreativas y de esparcimiento en una infraestructura que garantice su propia seguridad física. Este trabajo además servirá de orientación a futuras investigaciones sobre análisis estructurales sismoresistentes de edificaciones que se desarrollen con estructuras metálicas

1.6. Hipótesis

La hipótesis es implícita.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general:

Analizar el Diseño Sísmico Estructural del Techo Metálico de la Losa Multideportiva de Aija, Ancash - 2018

1.7.2. Objetivos específicos:

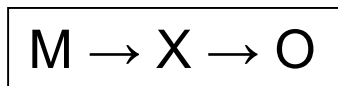
- Realizar los estudios de Mecánica de Suelos.
- Elaborar el análisis y diseño estructural sísmico en los elementos de concreto armado:
 - a. Diseñar la cimentación.
 - b. Diseñar los pedestales.
- Analizar con el método LRFD en la estructura del techo metálico de la losa multideportiva de Aija
- Analizar las cargas actuantes en cada sistema de toda la estructura del Techo Metálico, tanto las cargas gravitacionales (viva y muerta) como las accidentales (lluvia, viento y sismo)
- Aplicar el marco conceptual del diseño sismo resistente recomendado por la NTE E.030 y NTE E.090 de forma apropiada a cualquier sistema estructural que lo requiera.

II. MÉTODO

2.1. Diseño de Investigación

Según (Toro Jaramillo, y otros, 2006 p. 158), la investigación no experimental es donde no se manipula las variables intencionalmente, solo se observa el fenómeno como se presenta en su situación natural para luego ser estudiado. Así mismo (Gómez, 2006 p. 102) menciona que la investigación no experimental se clasifica en transversal que consiste en recolectar información en un espacio y momento dado, con el único fin de describir las variables y estudiar su ocurrencia en período dado.

Por lo tanto, para la ejecución de este proyecto de investigación se llevará a cabo el diseño de investigación no experimental de corte transversal ya que no se manipulan las variables ni son provocadas por el investigador. Además, recolectan datos en un solo momento.



M = Estructura de Techo Metálico de la Losa Multideportiva de Aija.

X = Análisis del Diseño Sísmico estructural del Techo metálico.

O = Resultado del Análisis del diseño sísmico estructural.

2.2. Variables, Operacionalización

Variable	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición
ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO	<p>El diseño sísmico es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo, descrito a través de una ley causa efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño. (Sandi, 1986).</p> <p>La escruta metálica es un conjunto de partes unidas entre sí que forman un cuerpo, una forma o un todo, destinadas a soportar los efectos de las fuerzas que actúan sobre el cuerpo</p>	<p>Para medir el análisis de diseño sísmico se emplearán la información visible a través de fichas técnicas para ver la estructura de techo metálico del tipo de material.</p> <p>El grado de susceptibilidad a sufrir daños parciales o totales, representados en bienes materiales y en vidas humanas, que pueden ocasionar la pérdida de la funcionalidad, por la ocurrencia de movimientos sísmicos de intensidad y magnitud dadas, en un periodo de tiempo y sitio determinado (Peralta 2002).</p>	Cimentación	Capacidad Portante del Suelo	kg/cm2
				Zapatas	
				largo	Metro
				ancho	Metro
				alto (espesor de zapata)	Metro
				profundidad	Metro
				Resistencia de concreto	kg/cm2
				Pedestal de Concreto	
				Largo	Metro
				Ancho	Metro
			Alto	Metro	
			Diámetro de acero		
			Longitudinal	pulg	
			Estribos	pulg	
			Columnas	Columnas de Acero	
				Largo	Metro
				Ancho	Metro
Alto	Metro				
Vigas	Espesor de acero	mm			
	Vigas Arco Acero				
	Tubo rectangular				

Variable	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición
				Largo	Metro
				Ancho	Metro
				Peralte	Metro
				Radio de arco	Metro
				Cant. de Tubos/viga	pza.
				Espesor de Tubo	mm
				Acero	
				longitud	metro
				Diámetro de acero	pulg.
				Distanciamiento entre acero	metro
				Cant. de acero/viga	pza.
				Vigas Concreto	
				Largo	Metro
				Ancho	Metro
				Peralte	Metro
				Cant. De vigas	pza
				Diámetro de acero	
				Longitudinal	pulg
				Estribos	pulg
				Templador	
				Largo	metro
				Diámetro de acero	pulg
				Distanciamiento entre templadores	Metro
				Cantidad	pza.

Variable	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición		
				Tirante			
				Largo	metro		
				Diámetro de acero	pulg		
				Distanciamiento entre Tirantes	Metro		
				Cantidad	pza.		
				Viguetas Transversal			
				Largo	metro		
				Diámetro de acero	pulg		
				Distanciamiento entre Tirantes	Metro		
				Cantidad	pza.		
				Viguetas Longitudinal			
				Largo	metro		
				Diámetro de acero	pulg		
				Distanciamiento entre Tirantes	Metro		
				Cantidad	pza.		
			Techo y canaleta pluvial			Espesor de calamina	mm
						Tipo de material	Tipo de material
						Dimensiones de canaleta	metro

2.3. Población y Muestra

Población:

La población estará conformada por un solo diseño sísmico estructural del Techo metálico de la losa Multideportiva de Aija, Áncash - 2018

Muestra:

El tamaño de la muestra para la presente investigación tendrá el mismo tamaño de la población, es decir un solo diseño sísmico estructural del Techo metálico de la losa Multideportiva de Aija, Áncash - 2018

2.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos, Validez y Confiabilidad

Tabla 01:

TÉCNICA	INSTRUMENTO	VALIDEZ
- Observación directa mediante visita de inspección con el fin de identificar el diseño sísmico estructural del techo - Validez - Encuesta (a experto de 10-12 preguntas) - FDC	- Se utilizará ficha de recolección de datos formulado por el investigador de acuerdo al diseño sismo resistente recomendado por la NTE E.030 y NTE E.090 de forma apropiada y otros factores de carácter técnico. - Cuestionario (para el experto) - Eso nos servirá para la ficha de captación de datos - FDC	- La interpretación de la magnitud del coeficiente de validez con un índice de rango de acuerdo al resultado de las fichas de recolección de datos. - Para validar la ficha se aplicará la técnica de cuestionario.

Validez: La presente investigación utilizara instrumentos tales como ficha de recolección de datos formulado por el investigador de acuerdo al diseño sismo resistente recomendado por la NTE E.030 y NTE E.090 de forma apropiada y otros factores de carácter técnico, los cuales serán diseñados por los investigadores, por lo tanto, serán validados mediante el método de juicio de expertos.

Confiabilidad: la confiabilidad del instrumento será determinada mediante alfa Cronbach, se aceptará si el valor supera al 80% ó 0.8.

2.5. Método de Análisis de Datos

Para la determinación del análisis del diseño sísmico estructural del techo metálico de la losa Multideportiva de Aija se aplicaran la ficha de recolección de datos formulado por el investigador donde la ficha será estandarizada conteniendo: cálculos de método LRFD, cargas actuantes en cada sistema de toda la estructura del Techo Metálico, tanto las cargas gravitacionales (viva y muerta) como las accidentales (lluvia, viento y sismo), el marco conceptual del diseño sismo resistente recomendado por la NTE E.030 y NTE E.090; una vez realizada las inspecciones y llenado de las fichas en campo se procederá a realizar un resumen de los resultados de análisis y observaciones plasmadas en la ficha.

Se elaborarán tablas donde se registrará los problemas estructurales encontrados. Se tabularán la información y observación de los componentes de la estructura de techo metálico incluyendo los defectos estructurales, la calidad de la construcción y los factores que afectan la resistencia de las estructuras.

Finalmente se elaboran tablas de resumen y gráficos utilizando el software SAP2000, SPSS versión 19, para verificar y analizar los resultados de los cálculos de riesgo sísmico.

2.6. Aspectos Éticos

En la ejecución de tesis se tendrá en cuenta la autenticidad de los resultados; el respeto por la propiedad intelectual; el respeto por las convicciones políticas, religiosas y morales; respeto por el medio ambiente y la biodiversidad; responsabilidad social, política, jurídica y ética; respeto a la privacidad, honestidad, etc.

III. RESULTADOS

3.1. Proceso del trabajo realizado:

- Reconocimiento del terreno y recopilación de la información.
- Recopilación y descripción de la calicata en la zona del proyecto.
- Recopilación de muestras de suelo y resultados finales de laboratorio (consultor privado)

3.2. Estudio de Mecánica de Suelos:

- Número de calicatas: 01 (según el Reglamento Nacional de Edificaciones)
- Nombre de la calicata: C-01-Número de muestras: 03 tipos (Mab-01)
- Profundidad de muestra: 1.20 (profundidad de desplante de las zapatas)

Resultado: en las calicatas se encontró que a partir de la capa superior está constituido por una superficie de tierra suelta (desmonte) y un suelo de grava arcillosa, limosa con arena.

3.3. Procedimiento de laboratorio

Los ensayos de las muestras seleccionadas, fueron realizados en un laboratorio de mecánica de suelos certificado, bajo las normas ASTM (American Society for Testing and Materials) según la presente descripción:

- Contenido de humedad natural ASTM D2216
- Análisis granulométrico ASTM D422
- Límites de consistencia ASTM D4318
- Clasificación SUCS ASTM D2487

Resultados: Dentro del análisis granulométrico el porcentaje de grava que retiene la malla N° 4 es de 76.81% y el porcentaje fino que pasa por la malla N° 200 es de 14.96%

Dentro de los límites de consistencia el límite líquido es de 25.23% y su límite plástico de 19.06% siendo su índice plástico de 6.27%.

La clasificación unificada del suelo es GC-GM es decir del tipo grava arcillosa limosa con arena.

Presión Admisible del Terreno Asumido: $Q_a = 1.22 \text{ kg/cm}^2$

3.4. Memoria de Cálculo Estructural

3.4.1. Condiciones Iniciales

Este tipo de sistemas tienen la característica de ser muy livianos y con una gran capacidad de soportar cargas.

Las cargas de viento y sismo no deben ser consideradas en simultáneo para una misma combinación.

No se tomará en cuenta el valor de carga inicial de lluvia o hielo ya que en la estructura no hay encharcamiento ni acumulación de lluvias.

Las cargas de sismo no son relevantes para este tipo de coberturas en relación con las cargas de viento.

Para el caso del doble signo (+/-) descrito en las combinaciones definida por el RNE, debido a que se trata del análisis de una cobertura ligera y no de una cobertura rígida, los esfuerzos producidos por la acción del viento son totalmente diferentes para los casos de presión y succión, motivo por el cual estos valores son evaluados y tomados directamente del Sur-Oeste, en este sentido las combinaciones solo considerada con el signo positivo.

3.4.2. Procedimientos De Cálculo

- A partir del modelo CAD elaborado se analiza y calcula las cargas aplicadas por la cobertura de calaminón sobre la estructura metálica soportante debido a la acción de cargas externas (carga de viento, viva, etc.)
- Se presentan los valores de cargas aplicadas por la cobertura sobre la estructura, diagramas de Demanda-Capacidad mediante imágenes de los elementos estructurales coloreados representando los diferentes esfuerzos obtenidos por el software.
- El diseño de miembros en acero se realizó con la norma AISC 360 del 2010.
- Se presentan los cálculos mediante el programa para estructuras SAP 2000 de los elementos estructurales, así como el control de desplazamientos y el diseño en acero.

3.4.3. Condiciones Iniciales: Techo Metálico

- Altura de Estructura: Baja Altura
- Altura Típica: 13.15mts
- Niveles: 01 Nivel - Cumbre de Cobertura N +13.15 mts.
- Tipos de Columnas: Columnas Simétricas (Rectangular tubular)

la simulación simplificada de la cobertura metálica de longitud de base del arco de 27.10 metros, cubierta metálica de arco reticulado en parábola.

Se ha establecido una estructura regular en elevación de uso esencial, esta estructura será capaz de soportar las fuerzas laterales, teniendo en cuenta en el primer nivel se toma hasta la conexión Rígida columna Metálica & Pedestal.

3.4.4. Sistemas Estructurales

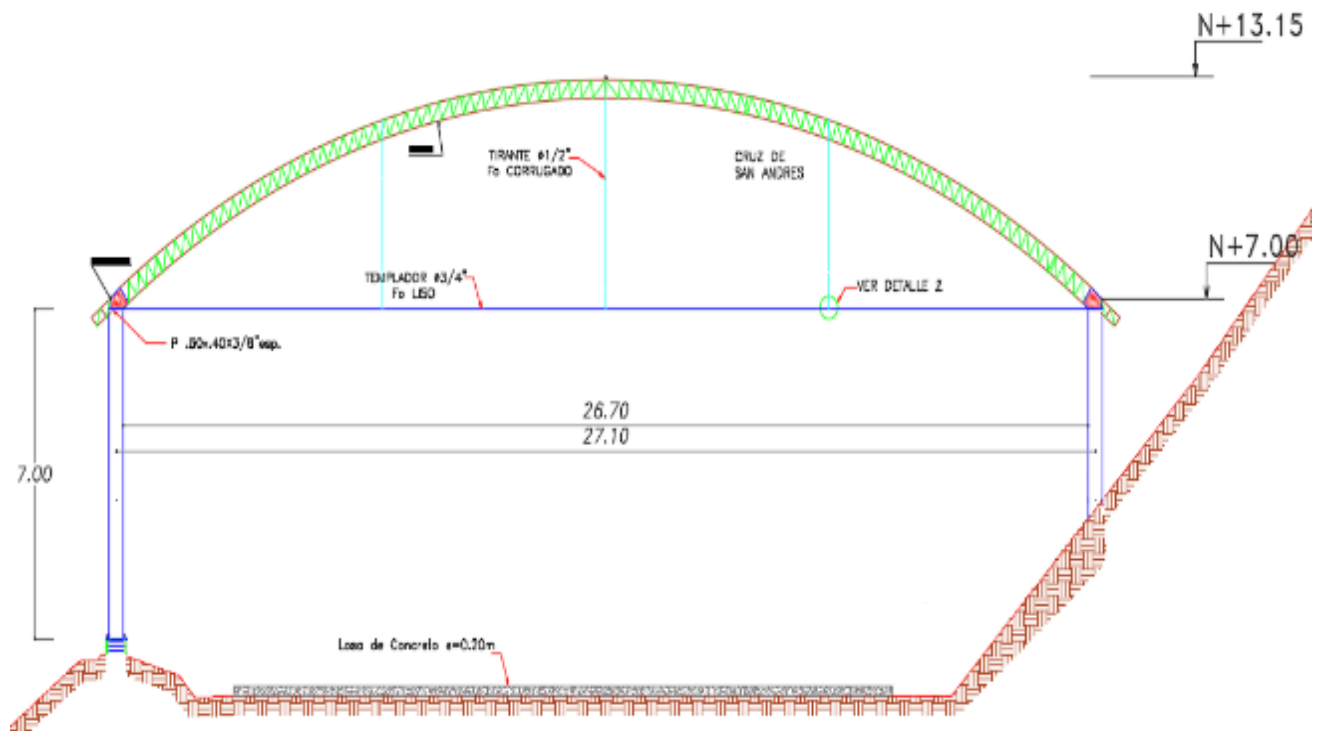


Figura N° 01: Sistema Metálico (Pórticos Articulados Parabólicos)

3.4.5. Materiales y Elementos Estructurales

Se trabajará con concreto reforzado, cuyas propiedades se muestran a continuación:

Concreto Reforzado

Resistencia a Compresión	: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Peso Específico	: $\gamma_m = 2400 \text{ Kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad	: $E'c = 217370.65 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Corte	: $Gc = 90571.10 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	: 0.20

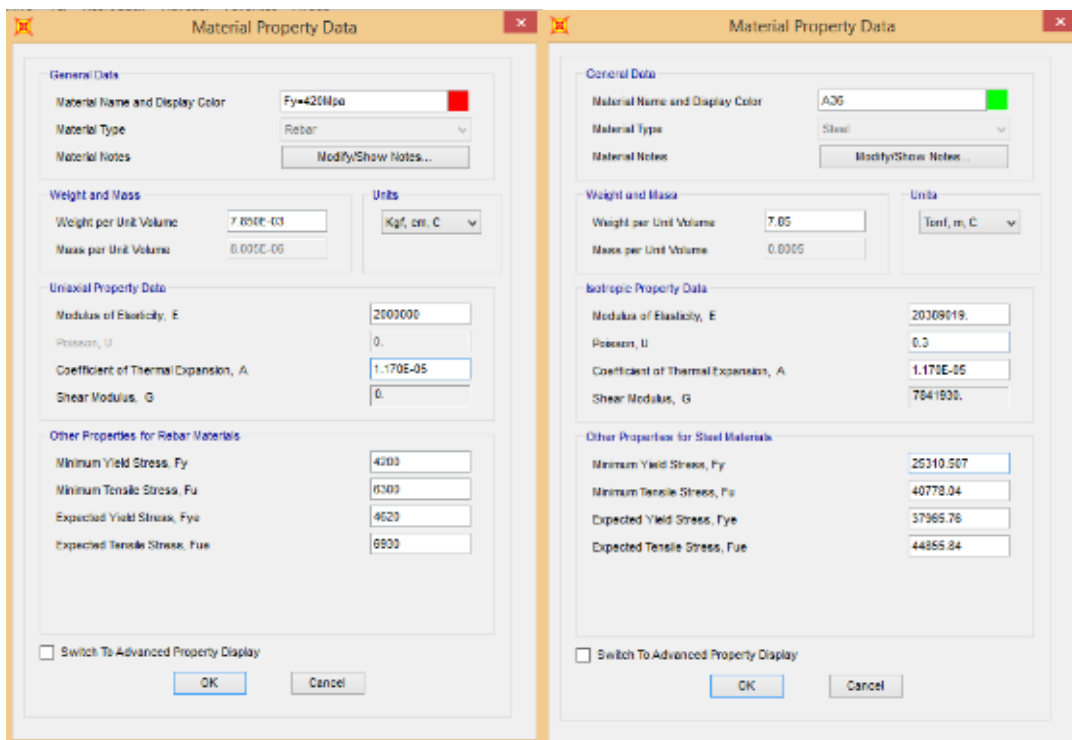


Figura N° 02: Propiedades de los materiales acero de refuerzo y estructural

El módulo de Elasticidad del concreto, E_c , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en Kg/cm^2 se muestran a continuación:

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

El módulo de corte, G_c se calcula mediante la siguiente relación:

$$G_c = \frac{E}{2(\nu + 1)} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ con elongación mínima del 9%.

3.5. Estructura Metálica – Cobertura

3.5.1. Aspectos Generales

Como la cubierta del Coliseo se plantea una estructura liviana compuesta por arcos metálicos de radio en el centroide de 28.50 mts, los mismos que son de sección tipo rectangular conformada por 4 ángulos en sus aristas.

3.5.2. Normativas y Estándares

- RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas E020, E030, E090
- AISC 360-10 Manual para construcción de Acero, Novena Edición. American Institute of Steel Construction, Inc. (Diseño en Elementos)
- AWS D1.1 Structural Welding Code Steel
American Welding Society
- ASTM: American Society for Testing and Materials

3.5.3. Consideraciones e Información para el Análisis y Diseño

Acero estructural. -

Tubo redondo de acero al carbono ASTM A 53 GR. B.

Planchas, Platinas ASTM A-36.

$F_y = 36 \text{ ksi} = 248 \text{ MPa}$ Esfuerzo de fluencia para el ASTM A36

$F_u = 58 \text{ ksi} = 400 \text{ MPa}$ Esfuerzo último para el ASTM A 36.

Pernos

Pernos ASTM A325 galvanizados

Tuerca A563 Grado A galvanizados

Anclajes

Barra SAE 1045.

Tuercas ASTM A-563 galvanizados.

Arandelas ASTM F-436 galvanizados.

Soldadura

La soldadura a usarse será la AWS E - 6011 y E - 7018 en toda la estructura.

Arenado

Al Blanco SSPC – SP5

Pintura

Base epoxi-poliamida 3 Mills (01C), acabado epoxi-poliamida 3 Mills (02C), total 9mills. De espesor seco.

Section Name		HSS8x8x8mm	
Properties			
Cross-section (axial) area	9.6831	Section modulus about 3 axis	23.8682
Moment of Inertia about 3 axis	95.4729	Section modulus about 2 axis	23.8682
Moment of Inertia about 2 axis	95.4729	Plastic modulus about 3 axis	27.9211
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	27.9211
Shear area in 2 direction	5.04	Radius of Gyration about 3 axis	3.14
Shear area in 3 direction	5.04	Radius of Gyration about 2 axis	3.14
Torsional constant	142.9691	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura N° 03: Especificaciones Hss8”x8”x8mm

Section Name		HSS8x8x8mm	
Properties			
Cross-section (axial) area	62.4715	Section modulus about 3 axis	391.13
Moment of Inertia about 3 axis	3973.8807	Section modulus about 2 axis	391.13
Moment of Inertia about 2 axis	3973.8807	Plastic modulus about 3 axis	457.545
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	457.545
Shear area in 2 direction	32.5161	Radius of Gyration about 3 axis	7.9757
Shear area in 3 direction	32.5161	Radius of Gyration about 2 axis	7.9757
Torsional constant	5950.823	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura N° 04: Especificaciones Hss8”x8”x8mm

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
33	DEAD	LinStatic	0.0284	-7.172E-06	1.7322	0.00015	0.05289	-8.901E-05

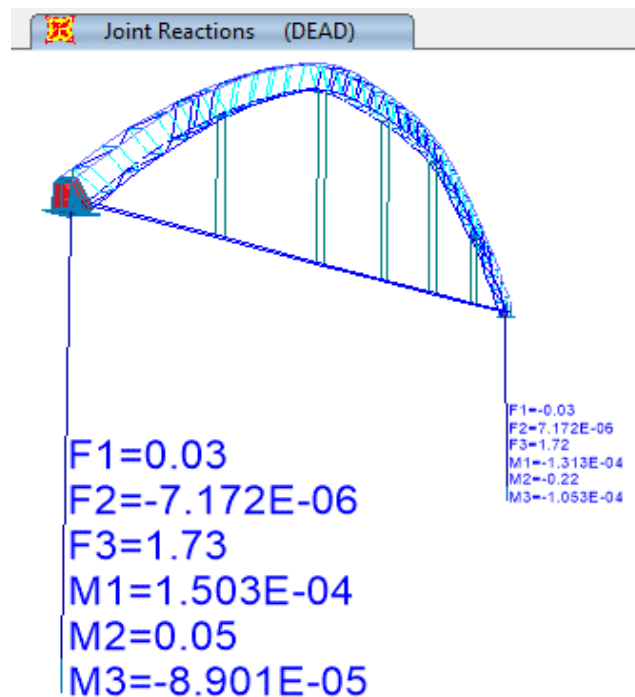


Fig. N° 05: Tonf por cada Apoyo x22 = 38.06 Tonf, / Peso Propio de 11 Pórticos de Acero.

3.6. Modelamiento Matemático

Las estructuras han sido modeladas en SAP2000V20, se incorporaron los casos de carga sísmica, teniendo en cuenta los parámetros de sitio, pero la condición más desfavorable son las cargas gravitacionales sumadas a las cargas de viento. Se considera una estructura articulada con apoyos fijos, para el correcto comportamiento ante los estados de cargas analizados, descargando el peso en postes tubulares en placas metálicas sobre pedestales.

3.7. Cargas

3.7.1. Carga Muerta DL

Como cargas muertas se consideraron los siguientes:

DL1: Peso Propio de los elementos (Determinado por el programa sap2000v20)

DL2: 5.5kgf/m² (Cobertura Liviana)

DL3: 10Kgf/m² (Peso de Correas)

DL4: 10Kgf/m² (Peso de luminarias)

3.7.2. Carga Viva LL

Estructura Principal - Cobertura:

LL1: 30Kgf/m² (Sobrecarga de Techo)

3.7.3. Carga de Nieve (Snow) – Dynamics Load

No aplica, dado que el proyecto se encuentra ubicado en Aija - Ancash, donde no se registra un histórico de nieve.

3.7.4. Carga de Viento WL

Estructura Principal - Cobertura:

El cálculo de la carga de viento se desarrolla de acuerdo a la normativa E020 (Cargas) del RNE.

$V = 85.00$ Km/h (Velocidad de diseño hasta una altura de 10m)

$V_h = 90.28$ Km/h (Velocidad de diseño)

$C = +0.80$ Barlovento (factor de forma)

$C = -0.50$ Sotavento (factor de forma)

$P_h = +32.60$ Kgf/m² Presión de Barlovento

$P_h = -20.38$ Kgf/m² Presión de Sotavento

Las cargas de viento y sismo no deben ser consideradas en simultáneo para una misma combinación.

Para el caso del doble signo (+/-) descrito por el RNE, debido a que se trata del análisis de una Cobertura los esfuerzos producidos por la acción del viento son totalmente diferentes para los casos de presión y succión, motivo por el cual estos valores son evaluados y tomados directamente del Este, en este sentido las combinaciones solo considerada con el signo positivo.

PRE-DIMENSIONAMIENTO:

Se asume en todos los elementos A= 10 cm²

ESTADOS DE CARGAS

Identificando los tipos de cargas intervinientes en cada direccion de la Estructura:

CARGAS GRAVITACIONALES**CARGA MUERTA (D)**

Cobertura (Catalogo fabricante)

D2=5.50 kg/m²

Estructuras metalicas (Estimado a verificar)

D3+4=20 kg/m²

WD=25.50 kg/m²

CARGA VIVA DE TECHO (Lr)

NTE E020 - TABLA 1:

WL=30.00 kg/m²

BARLOVENTO

Considerando Presion: C=0.80 Ph= 32.60 kg/m² En Arcos

Considerando Succion: C= -0.80 Ph=-32.60kg/m² En Arcos

SOTAVENTO

Considerando Succion: C= -0.50 Ph=-20.38kg/m² En Arcos

SISMO ESTÁTICO

Area Total Techada 1,710 m²

Peso Pórticos Metálicos 1 Apoyo **P=1.73 Tonf** **SAP2000V20**

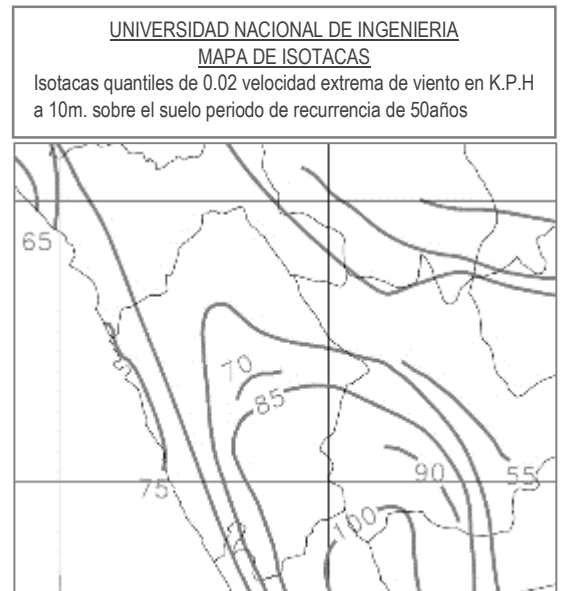
Peso Pórticos Metálicos 2 Apoyos P=3.46 Tonf

Peso Pórticos Metálicos 22 Apoyos P=38.06 Tonf

Peso Sismico: P=132.97 Tonf

ZUCS/R 0.171

Fuerza sismica asociada al Peso: V=1.034 Tonf (Repartido en 22 Columnas)

**CARGAS LATERALES**

Velocidad Viento según Zona V= 85.00 Km/h VER MAPA h=13.15 m

Velocidad de diseño Vh= 90.28 Km/h Norma E-020

Pendiente Prom. de superficie Φ = 12.94 ° Zona de baja pendiente

Pendiente Prom. de superficie Φ = 36.95 ° Zona de alta pendiente

Construccion	Barlovento	Sotavento
Arcos y Cubiertas cilindricas con pendiente $\Phi < 45^\circ$	0.80 -0.80	-0.500
Superficies verticales de edificios	0.80	0.80
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas al viento	-0.700	-0.700

METRADO DE CARGAS

Calculando las cargas concentradas sobre los nudos de la brida superior, según el caso mas crítico en cada direccion:

A= ancho tributario en Arcos (m)=	6.00 m
B= ancho tributario entre nudos de brida superior (m)=	0.30 m
n= numero de bridas superiores comprendidas en "A"=	2

CM TECHO TOTAL (PD):	PD=43,605 kg		
CV TECHO TOTAL (PLr):	PLr=51,300 kg	34 NUDOS	68 NUDOS
CM TECHO CRUJIA CENTRAL (PD):	PD=4,361 kg	PD=128.25 kg	PD=64.13 kg
CV TECHO CRUJIA CENTRAL (PLr)	PLr=5,130 kg	PLr=150.88 kg	PLr=75.44 kg
CM TECHO CRUJIA BORDE (PD):	PD=2,180 kg	PD=64.13 kg	PD=32.06 kg
CV ECHO CRUJIA BORDE (PLr):	PLr=2,565 kg	PLr=75.44 kg	PLr=37.72 kg

CARGA DE VIENTO (W) - ARCOS:

BARLOVENTO

Considerando presión en el Barlovento:

$\phi = 36.95^\circ$	$P_{ws-s} = 29.34$ kg	
$\phi = 12.94^\circ$	$P_{wx} = 17.64$ kg	(En Zona de Alta pendiente)
	$P_{wy} = 23.45$ kg	(En Zona de Alta pendiente)
	$P_{wx} = 6.57$ kg	(En Zona de Baja pendiente)
	$P_{wy} = 28.60$ kg	(En Zona de Baja pendiente)

Considerando succión en el Barlovento:

$\phi = 36.95^\circ$	$P_{ws-s} = -29.34$ kg	
$\phi = 12.94^\circ$	$P_{wx} = -17.64$ kg	(En Zona de Alta pendiente)
	$P_{wy} = -23.45$ kg	(En Zona de Alta pendiente)
	$P_{wx} = -6.57$ kg	(En Zona de Baja pendiente)
	$P_{wy} = -28.60$ kg	(En Zona de Baja pendiente)

SOTAVENTO

Considerando succión en el Sotavento:

$\phi = 36.95^\circ$	$P_{ws-s} = -18.34$ kg	
$\phi = 12.94^\circ$	$P_{wx} = -11.02$ kg	(En Zona de Alta pendiente)
	$P_{wy} = -14.65$ kg	(En Zona de Alta pendiente)
	$P_{wx} = -4.11$ kg	(En Zona de Baja pendiente)
	$P_{wy} = -17.87$ kg	(En Zona de Baja pendiente)

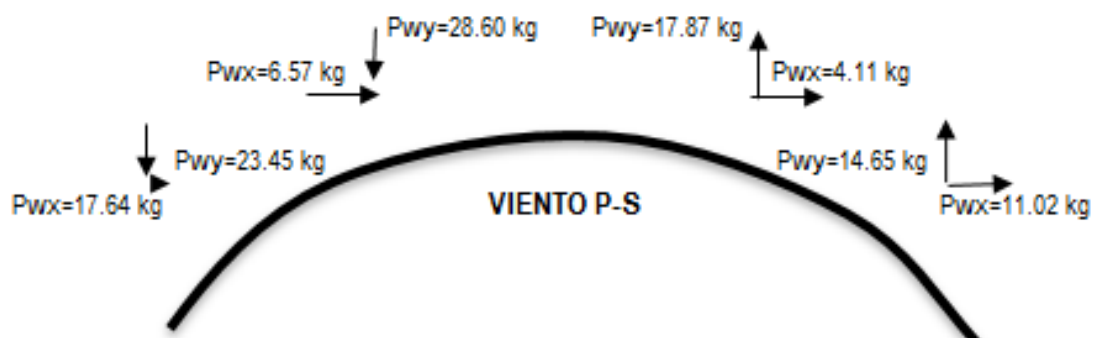


Fig. N° 06: Asignación de Cargas de Viento P-S

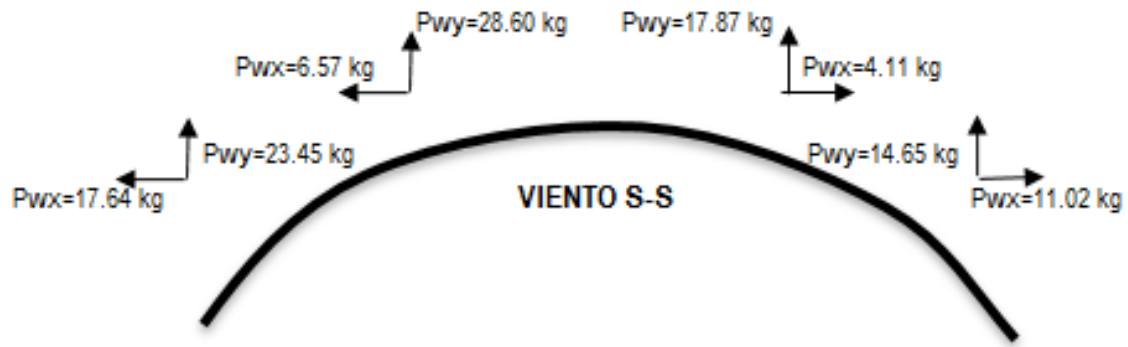


Fig. N° 07: Asignación de Cargas de Viento S-S

3.7.5. Asignación de Carga de Sismo Dinámico Lineal

Tabla N° 1 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

FACTOR DE ZONA "Z"		Z
	ZONA 3	0.35

Tabla N° 3 y N° 4 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

FACTOR DE SUELO "S"		DESCRIPCION	S	TP	TL
	S3	Suelos Blandos	1.20	1.00	1.60

Tabla N° 5 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

FACTOR DE USO "U"		U	OBSERVACIONES
	"B" Edificaciones Importantes	1.30	Revisar tabla N°6 E030-2014

Tabla N° 7 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

FACTOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL "R"	DIRECCION		RO
	DIR X-X	Pórticos Exoécentricamente Arriostrados (EBF)	8
	DIR Y-Y	Pórticos Exoécentricamente Arriostrados (EBF)	8

Tabla N° 8 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA			la Dir X-X	la Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor mas critico		1.00	1.00

Tabla N° 9 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA			lp Dir X-X	lp Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor mas critico		1.00	1.00

REGIÓN (DPTO)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA ASIGNADA
ANCASH	AIJA	AIJA	3
		LA MERCED	
		CORIS	4
	HUACLLAN		
	SUCCHA		
	CASMA	TODOS LOS DISTRITOS	4
HUARMEY	TODOS LOS DISTRITOS	4	

Fig. N° 08: Zona sísmica de acuerdo al sitio de la cobertura

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

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

la: Factor de irregularidad en altura.

lp: Factor de irregularidad en planta.

Ro: Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.

g: Aceleración de la gravedad.

T: Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

Tp: Período que define la plataforma del factor C.

Tl: Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

C: Factor de amplificación sísmica.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.35	RO	8	8
U	1.30	la	1.00	1.00
S	1.20	lp	1.00	1.00
TP	1.00	R	8	8
TL	1.60		1m/s2	

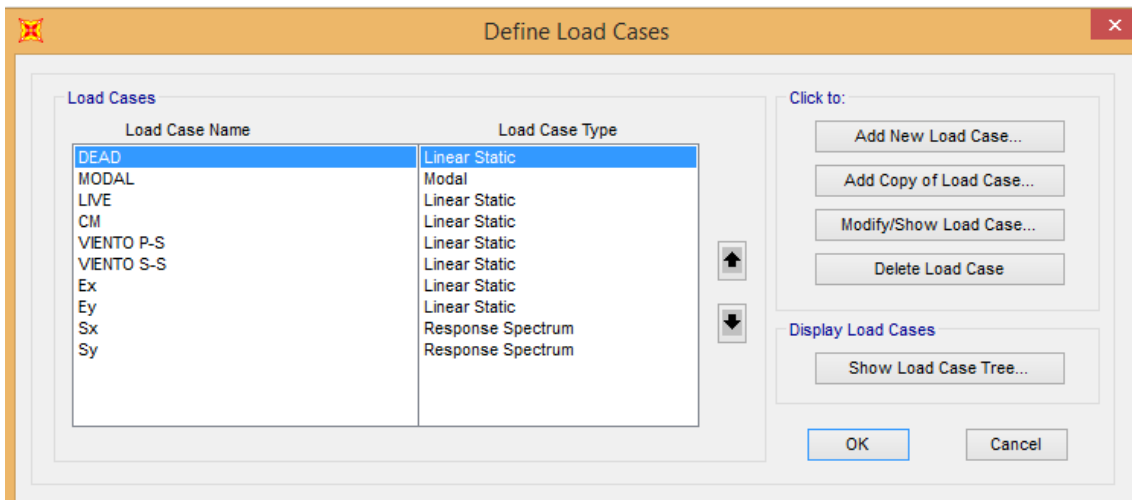
$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad T_p < T < T_l \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_l \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2}\right)$$

C		Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	0.171	0.171
2.50	0.02	0.171	0.171
2.50	0.04	0.171	0.171
2.50	0.06	0.171	0.171
2.50	0.08	0.171	0.171
2.50	0.10	0.171	0.171
2.50	0.12	0.171	0.171
2.50	0.14	0.171	0.171
2.50	0.16	0.171	0.171
2.50	0.18	0.171	0.171
2.50	0.20	0.171	0.171
2.50	0.25	0.171	0.171
2.50	0.30	0.171	0.171
2.50	0.35	0.171	0.171
2.50	0.40	0.171	0.171
2.50	0.45	0.171	0.171

El 17.10% del Peso Total de La Estructura Será destinado para Carga Sísmica, Seguidamente el Cuadro se Exporta al Software Sap2000 para Internamente Asignar el Valor de la Gravedad.



Casos de carga

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Sx Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 GMC f1: 1. GMC f2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

 Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0. Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	E030	9.81
Accel	U1	E030	9.81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Escalamiento interno de la gravedad, sentido X

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Sy Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 GMC f1: 1. GMC f2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

 Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0. Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	E030	9.81
Accel	U2	E030	9.81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Escalamiento interno de la gravedad, sentido Y

3.7.6. Espectro de Respuesta (Espectro de Diseño según la E030-16)

Se realizó un Análisis Sísmico Dinámico por Superposición Modal Espectral. Los parámetros empleados para el cálculo del Espectro de Respuesta fueron los indicados en el apartado

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas N° 3 y N° 4 de la E030 DS N° 003-2016-VIVIENDA

Espectro de Diseño quedaría graficado tal como se indica en la Figura 3, para los parámetros determinados anteriormente:

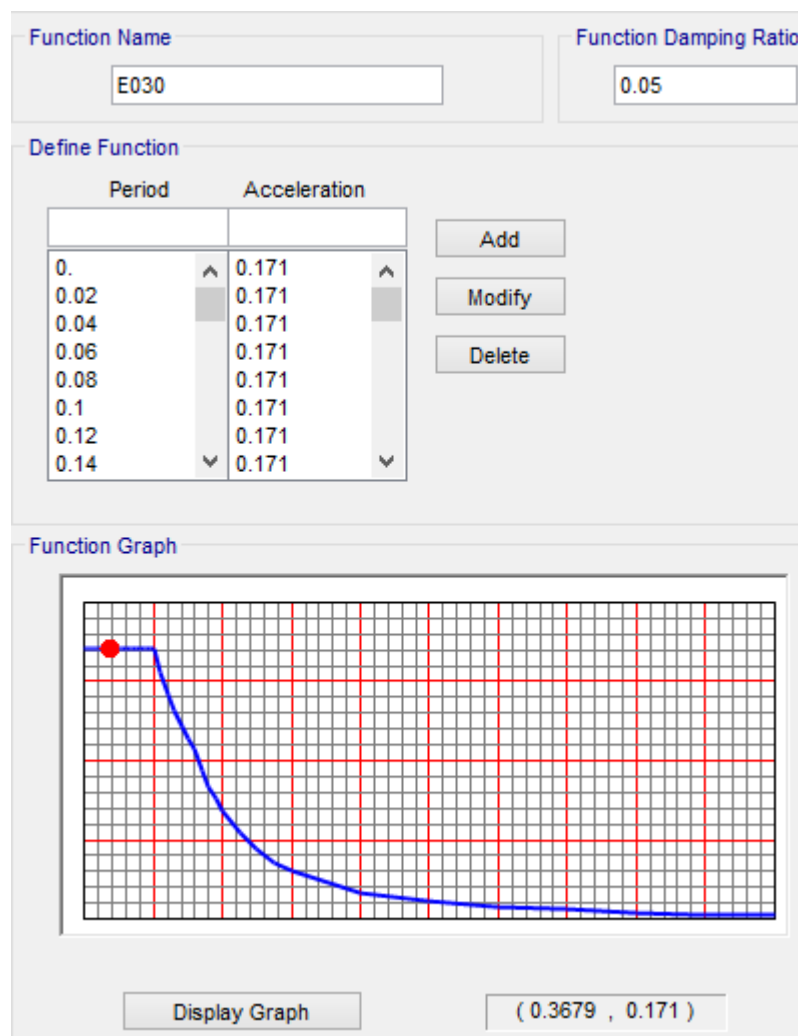


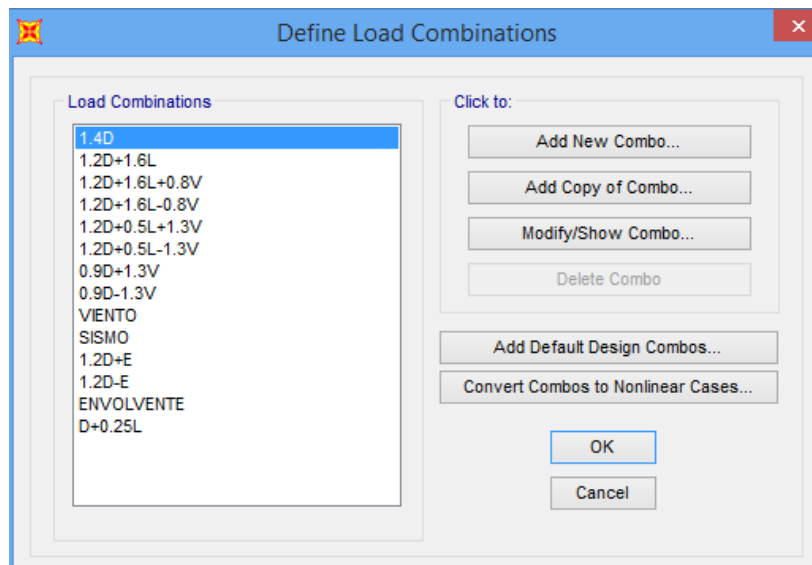
Figura N° 09: Ingresando la curva de espectro de respuesta para el análisis dinámico

3.7.7. Amplificar las Cargas para el Diseño

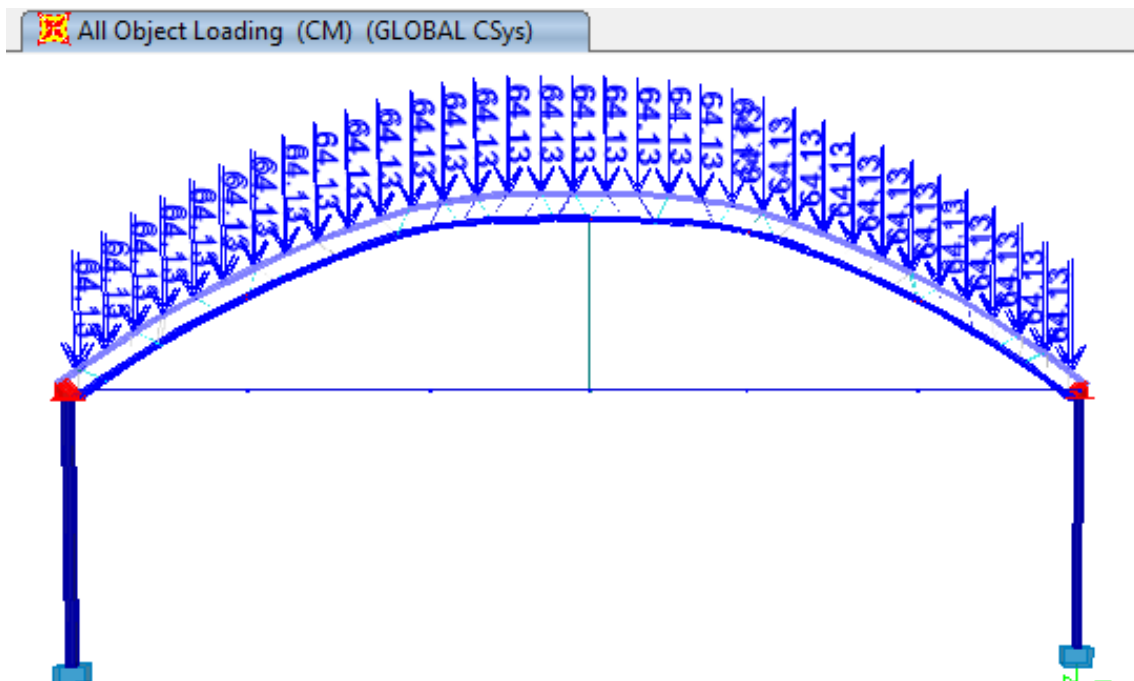
Se debe crear las diferentes combinaciones Comb 1 - comb 2 ... y todas estas crear una envolvente la cual tomara las más críticas, para el diseño con el SAP debes agregar esta combinación como preferencia de diseño.

SAP de acuerdo a la normativa que elijas también crea varias combinaciones

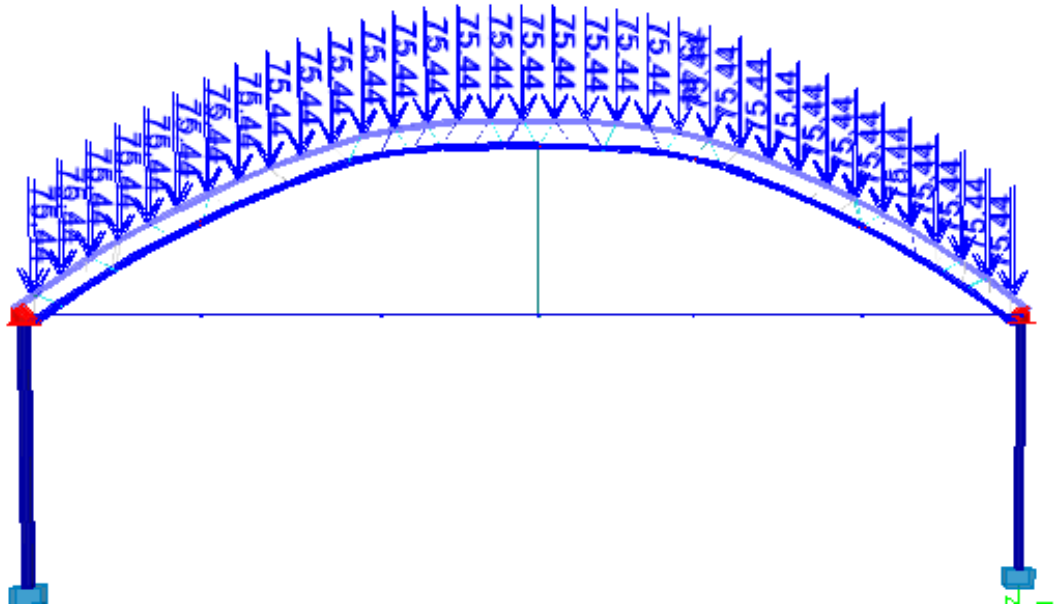
Las combinaciones de cargas usadas para encontrar la envolvente de esfuerzos sobre los elementos de la estructura son las siguientes:



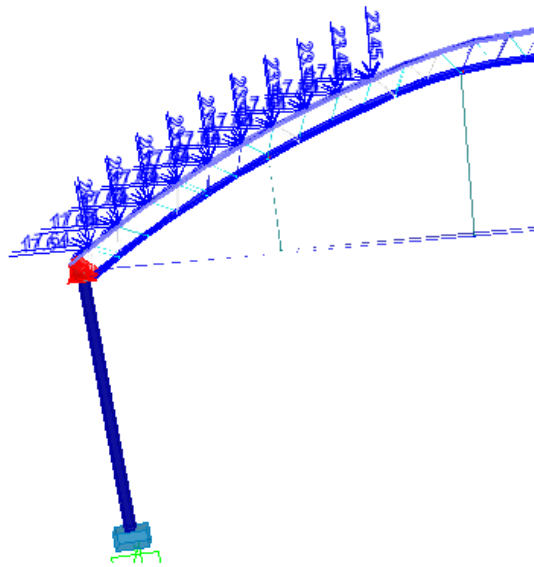
3.7.8. Asignación de Cargas de Servicio & Viento



Joint Loads (LIVE)



Joint Loads (VIENTO P-S)



Assign Joint Forces

General

Load Pattern: VIENTO P-S

Coordinate System: GLOBAL

Forces

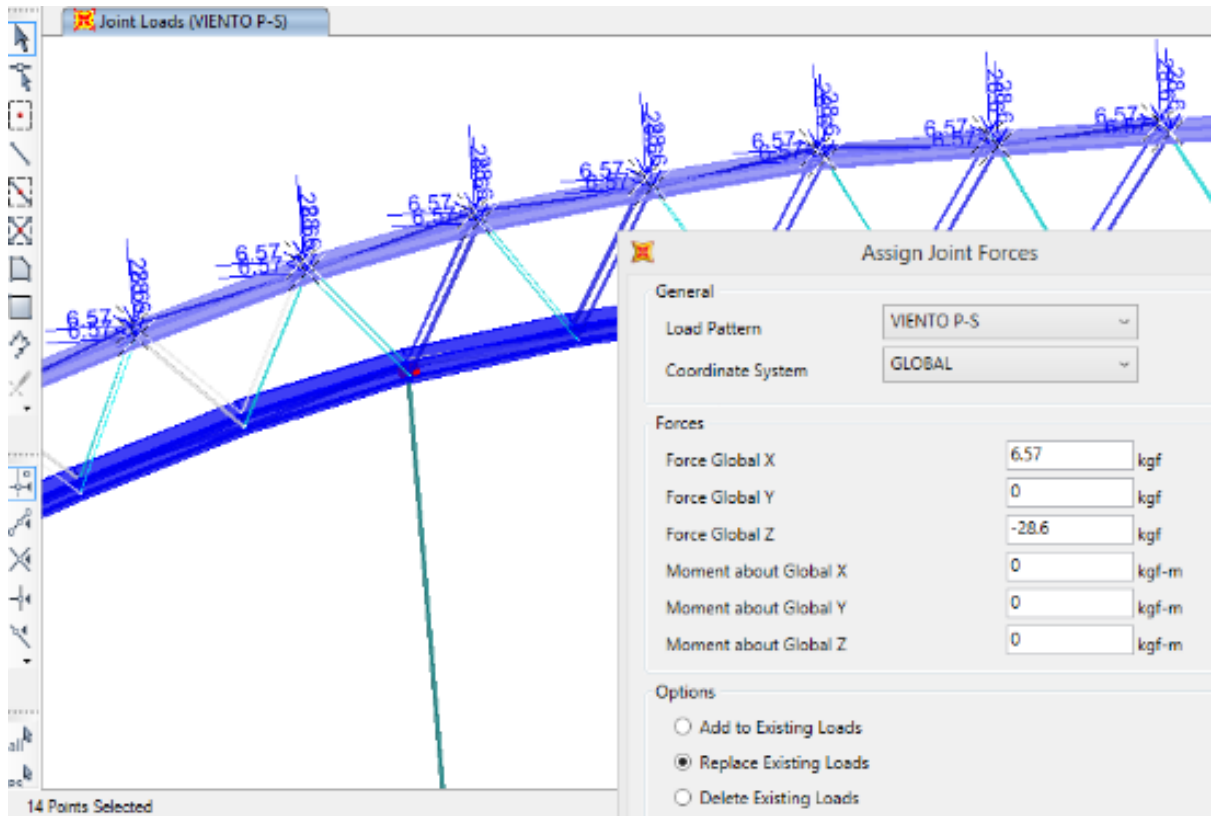
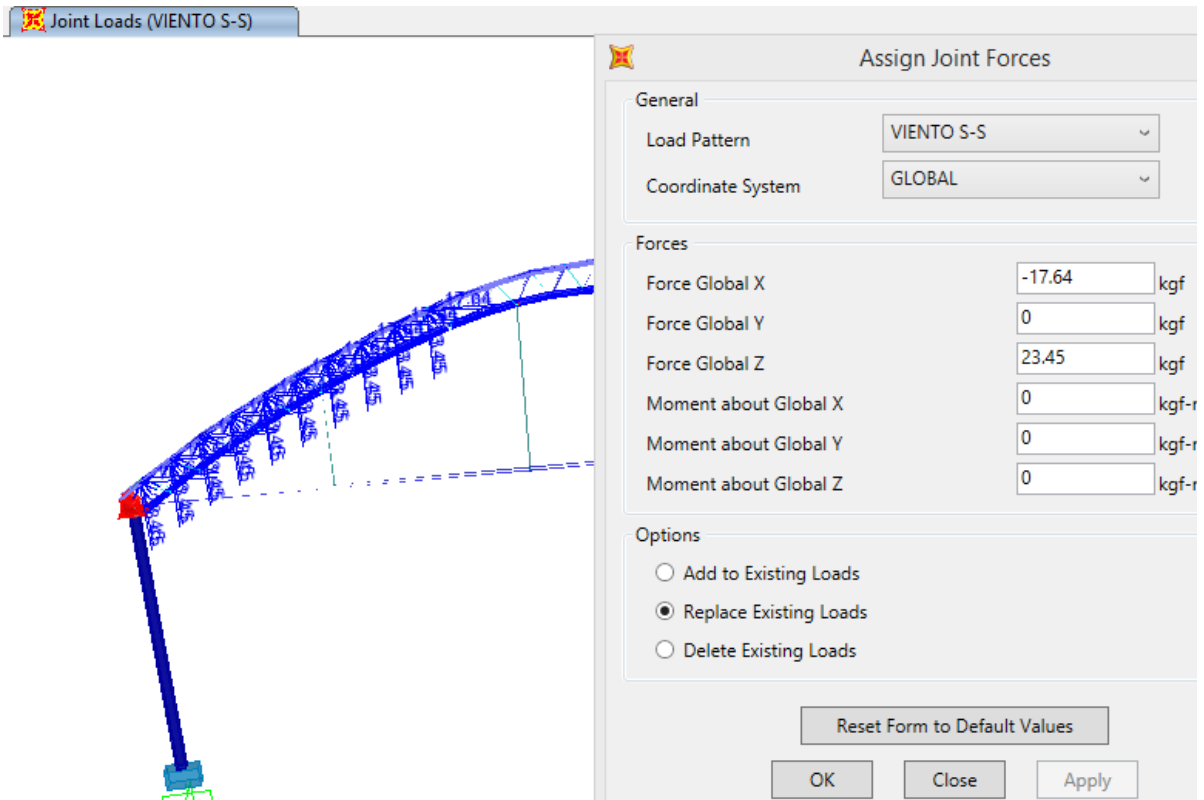
Force Global X	17.64	kgf
Force Global Y	0	kgf
Force Global Z	-23.45	kgf
Moment about Global X	0	kgf-m
Moment about Global Y	0	kgf-m
Moment about Global Z	0	kgf-m

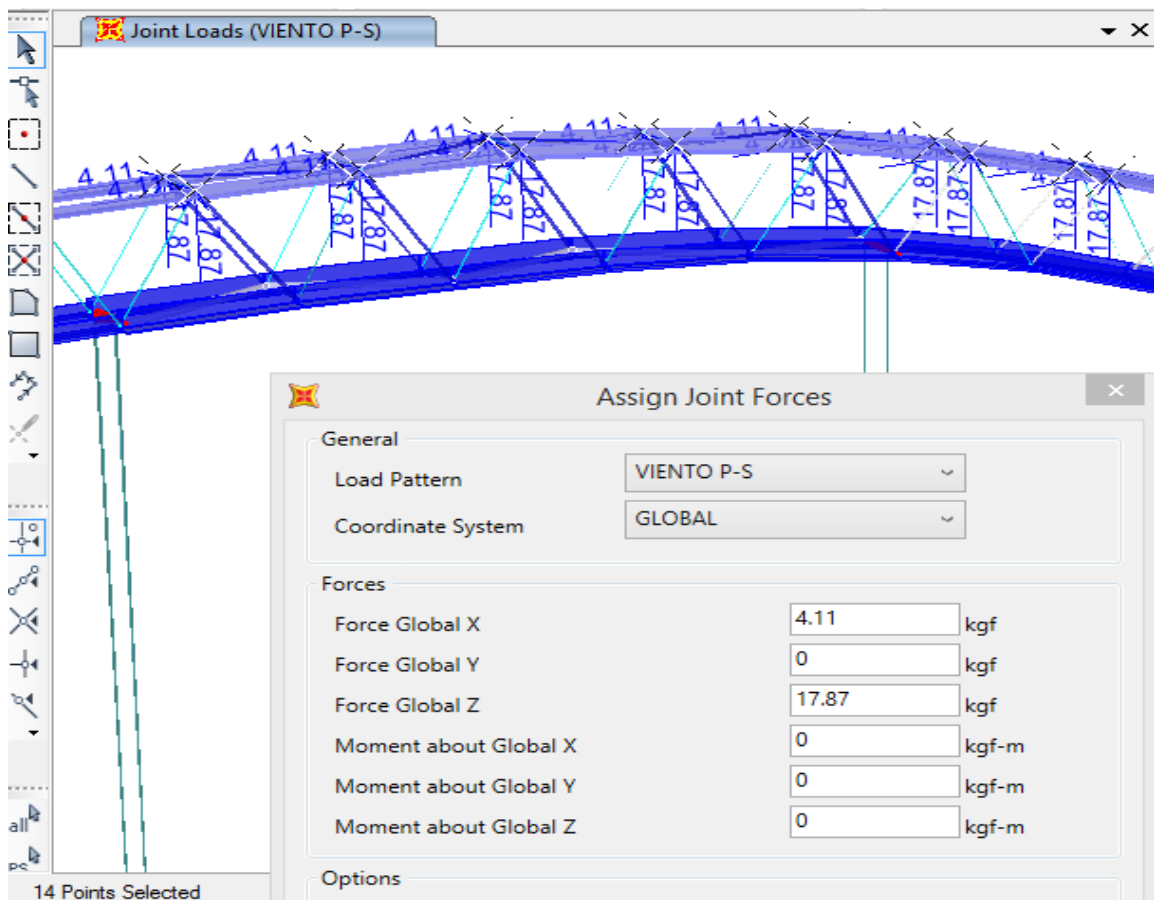
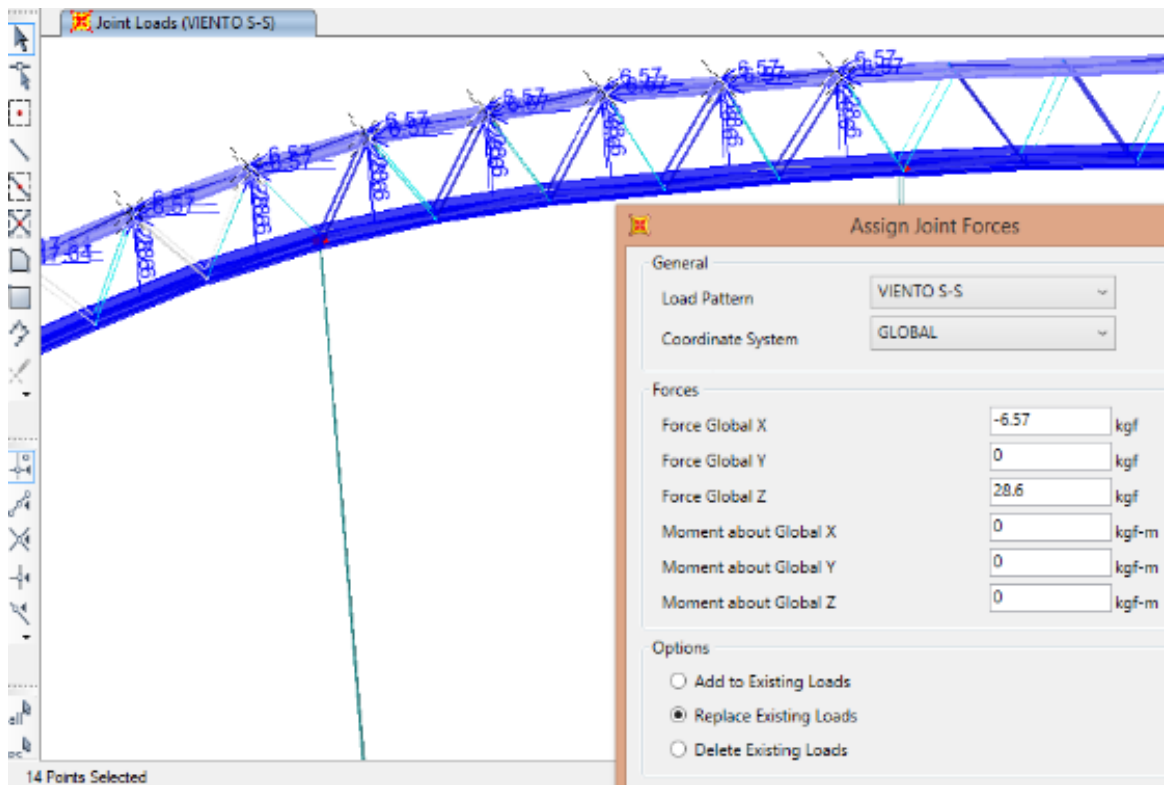
Options

Add to Existing Loads
 Replace Existing Loads
 Delete Existing Loads

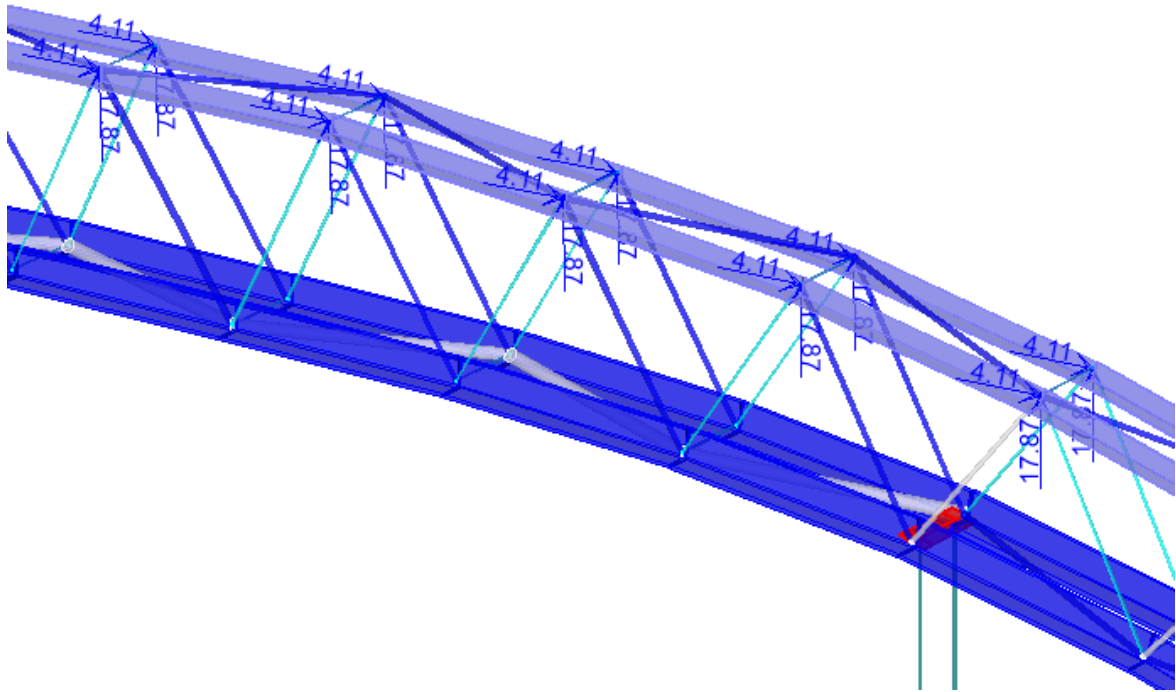
Reset Form to Default Values

OK Close Apply

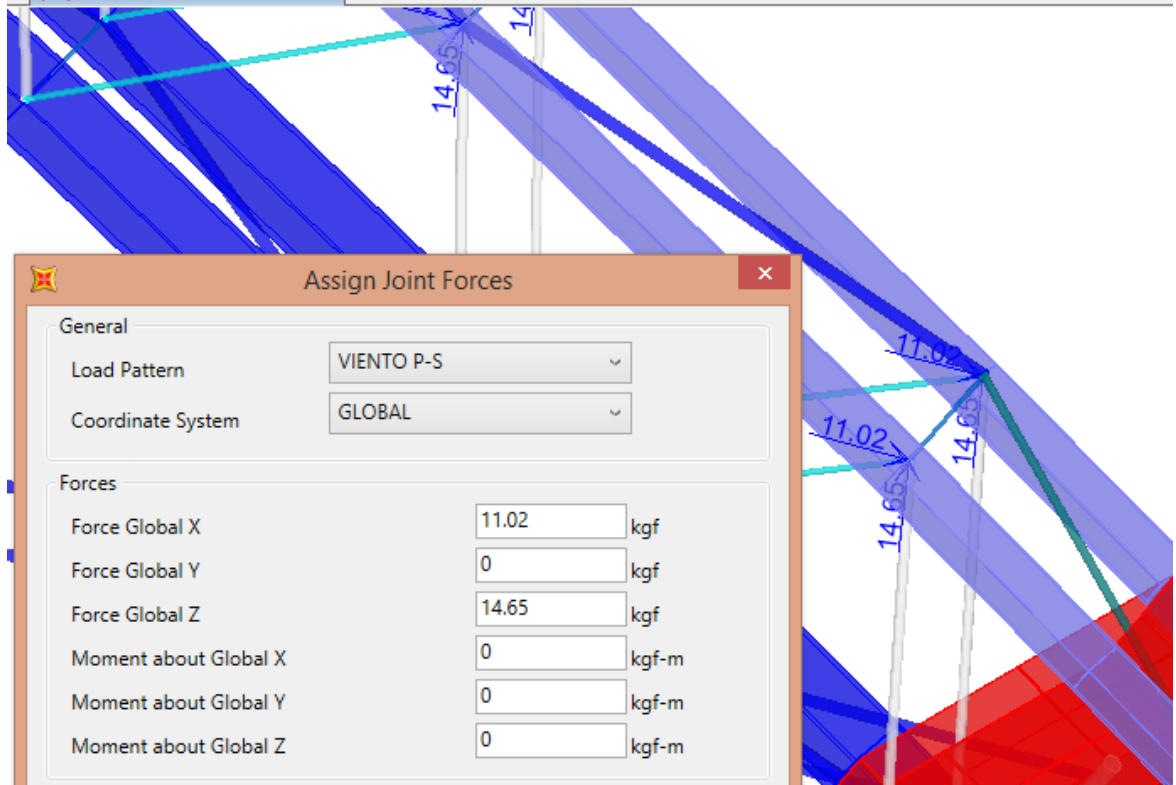


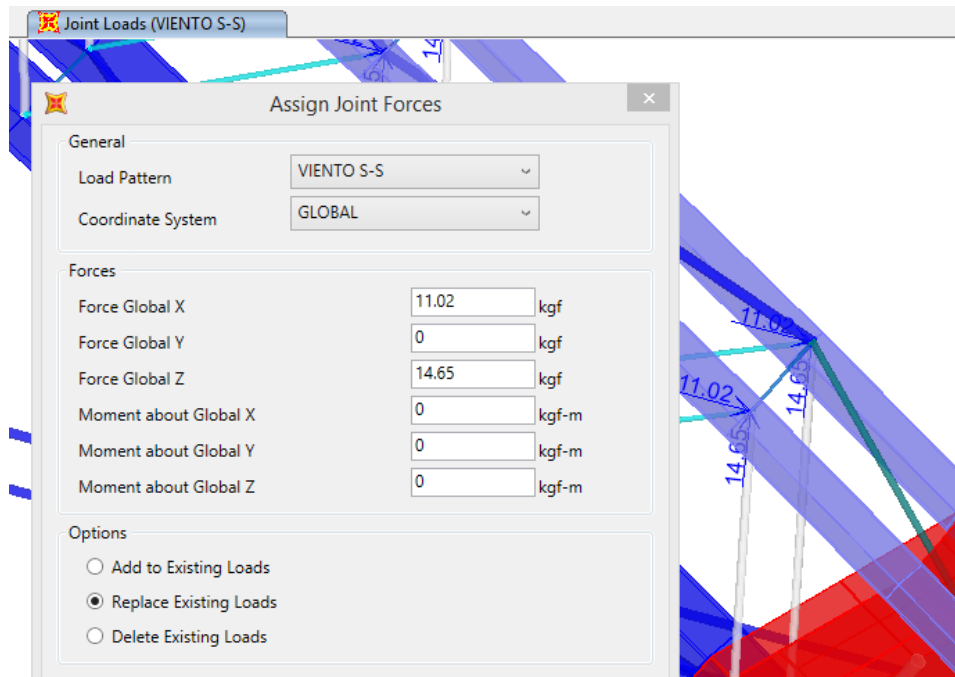


Joint Loads (VIENTO S-S)

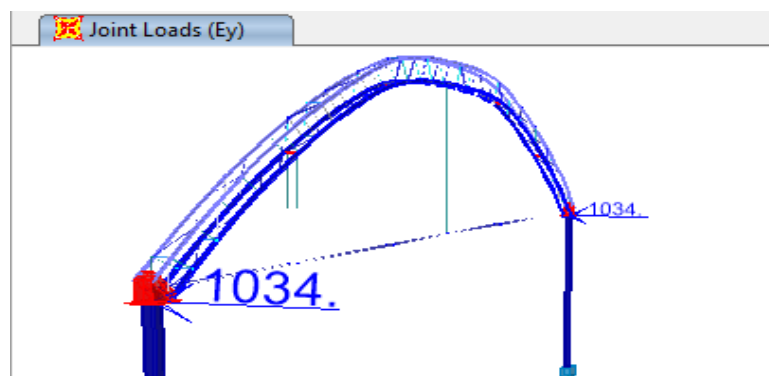
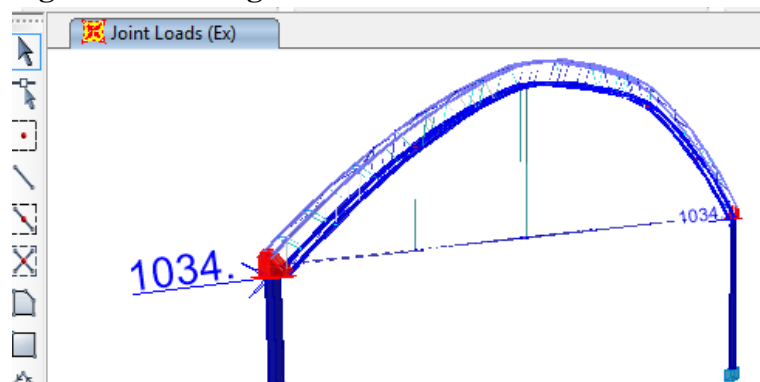


Joint Loads (VIENTO P-S)



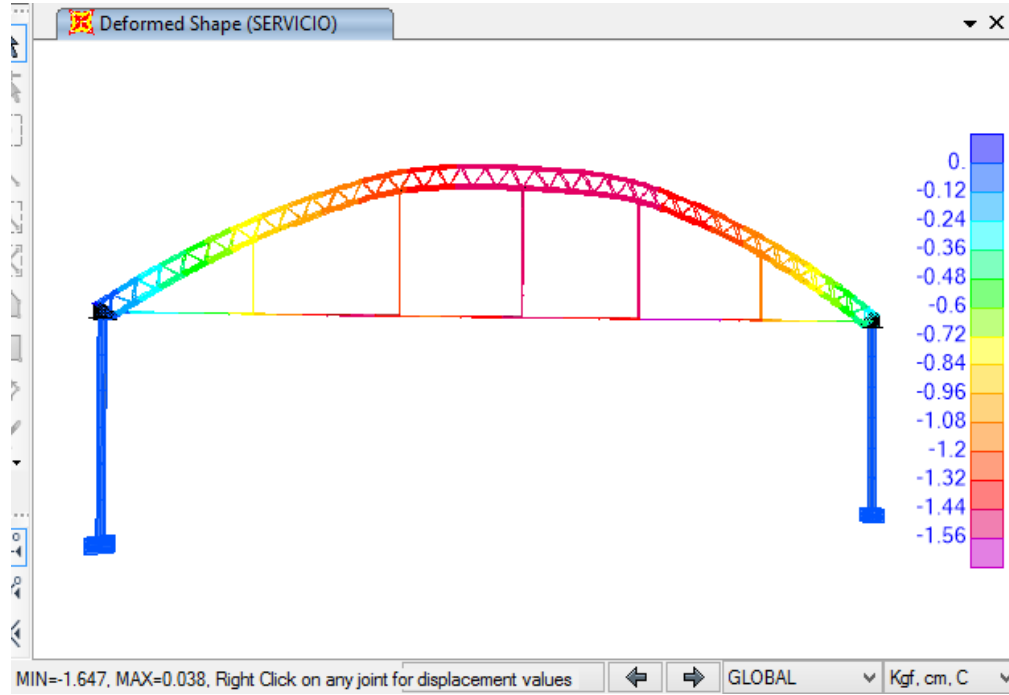


3.7.9. Asignación de Carga Sismo Estático



Asignación de 1.034 Tonf en cada Extremo del Arco Metálico.

3.8. Análisis Estructural – Control De Flechas Ante Cargas Gravitacionales

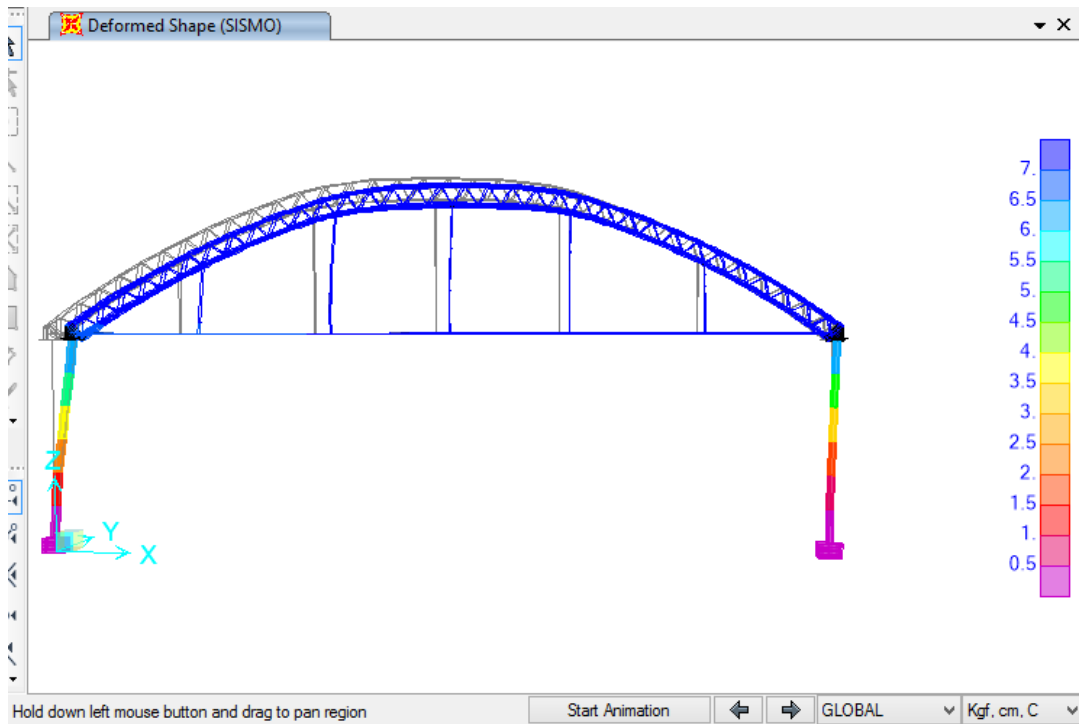


Desplazamiento Máximo U_z : 1.647cm < $L/180=15.05$ cm Ok! ($L=27.10$ m)

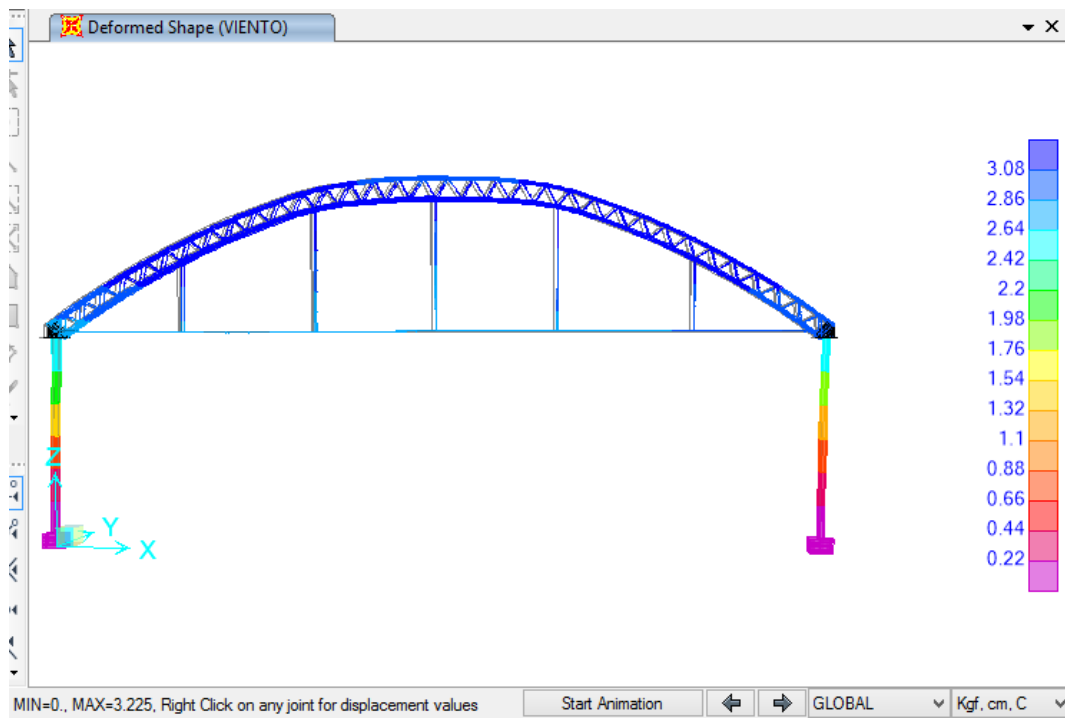


Desplazamiento Máximo U_z : 2.199cm < $L/180=15.05$ cm Ok!

3.9. Análisis Estructural – Control de Derivadas



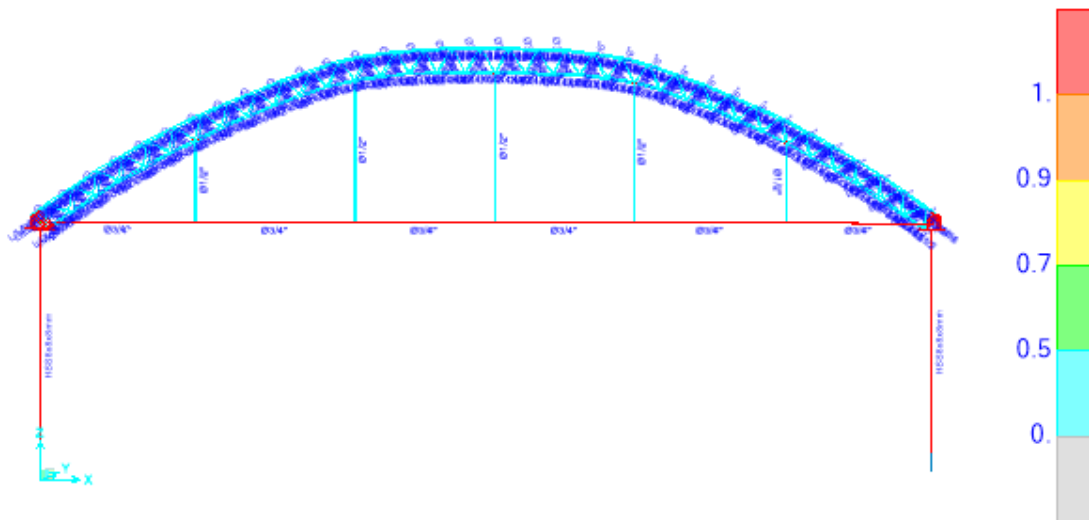
Deriva Máximo XX : $7/1315 \times 1000 = 5.32^{\circ} < 10^{\circ}$ RNE Ok!



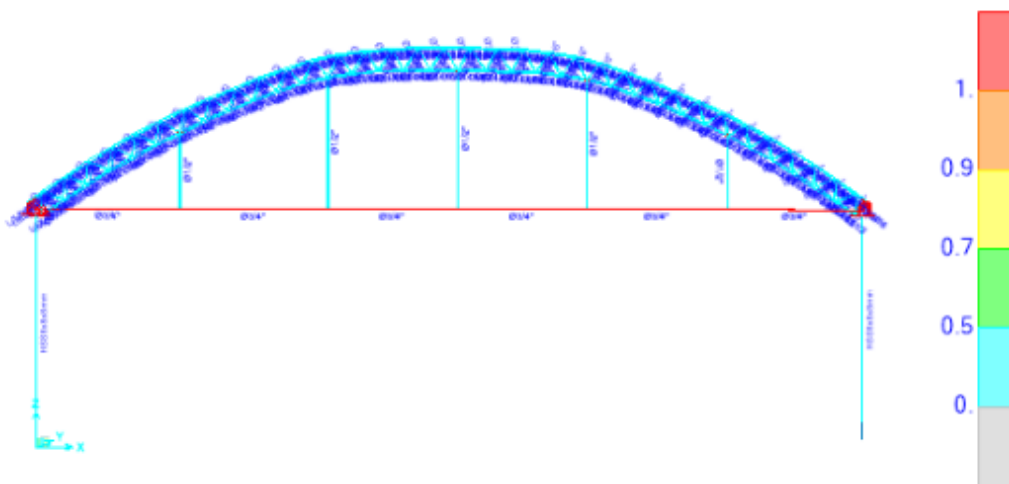
Deriva Máximo XX : $3.225/1315 \times 1000 = 2.38^{\circ} < 10^{\circ}$ RNE Ok!

3.10. Diseño Estructural – Ratios (Demanda / Capacidad)

De los gráficos siguientes obtenidos mediante el software de cálculo estructural SAP 2000 y a manera de ejemplo podemos apreciar (valores y colores) las ratios de cálculo de cada elemento estructural con el que ha sido diseñado.

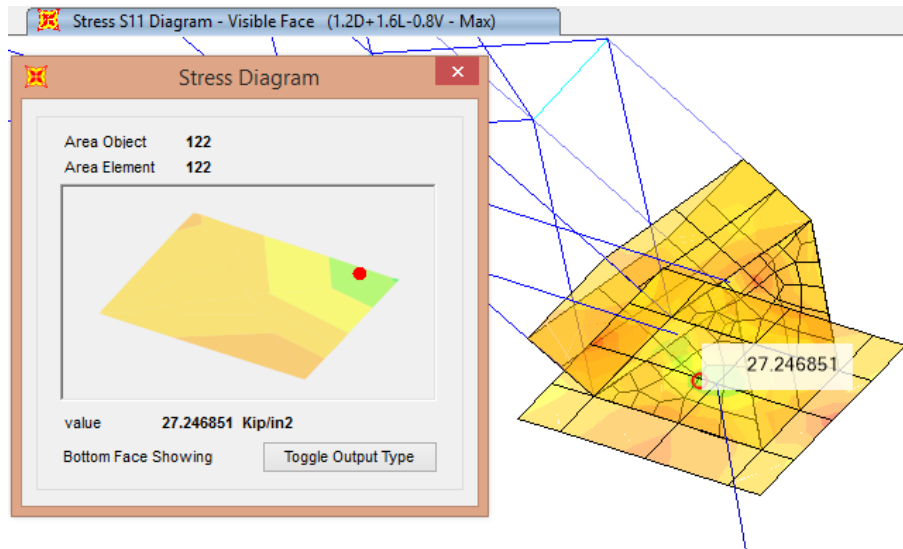


En el grafio se identifica los porcentajes de participación teniendo unas barras que la demanda es mayor que su capacidad para solicitaciones de sismo

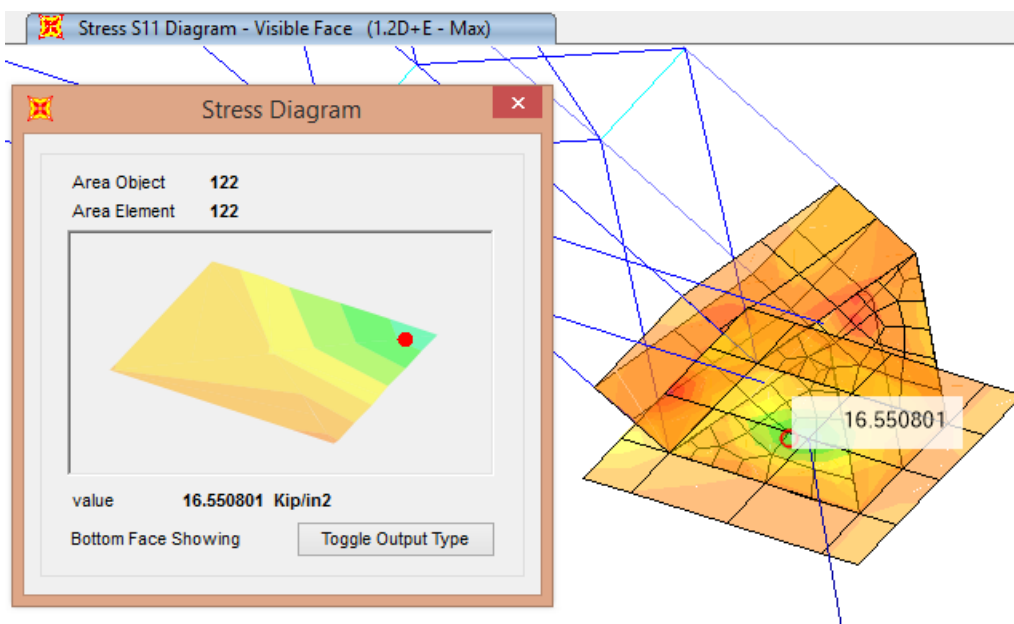


En el grafio se identifica los porcentajes de participación teniendo unas barras que la demanda es mayor que su capacidad para solicitaciones de viento

3.11. Cajón de Apoyo

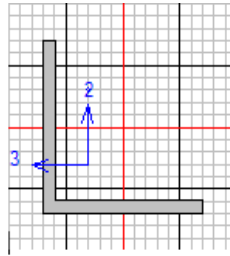


En el grafico se identifica que los esfuerzos en el cajon de apoyo son de 27.25Ksi < 36Ksi teniendo controlados los esfuerzos en la plancha metalica de e=1/4" , para solicitaciones de Viento



En el grafico se identifica que los esfuerzos en el cajon de apoyo son de 16.55Ksi < 36Ksi teniendo controlados los esfuerzos en la plancha metalica de e=1/4" ,para solicitaciones de sismo

3.12. Diseño de Ángulo Cordón Superior – Viento



Units Kgf, cm, C

ASCE 10-97 STEEL SECTION CHECK
 Combo : 1.2D+1.6L-0.8V
 Units : Kgf, cm, C

Frame : 502 Design Sect: L2.5X2.5X3/16
 X Mid : 2349.515 Design Type: Brace
 Y Mid : 15.000 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 1036.047 Sect Class : Slender
 Length : 87.771 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 43.885 RLLF : 1.000

Area : 5.819 SMajor : 4.965 rMajor : 1.978 AVMajor: 3.024
 IMajor : 22.768 SMinor : 4.965 rMinor : 1.978 AVMinor: 3.024
 IMinor : 22.768 ZMajor : 8.931 rMax : 2.498 E : 2038901.916
 Ixy : -13.550 ZMinor : 8.931 rMin : 1.259 Fy : 2531.051
 Theta : 45.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
43.885	-3342.942	46.516	0.000	0.000	0.000	-0.671

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Equation	Total Ratio	P Ratio	M Ratio	Ratio Limit	Status Check
(3.12-1)	0.271	= 0.268	+ 0.003	0.980	Overstress

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	Pac Capacity	Pat Capacity
Axial	3342.942	12476.489	13256.147

MOMENT DESIGN

Moment	M Moment	Ma Capacity	Pe Capacity	Cm Factor	K Factor	L Factor
Moment	0.000	18316.181	24077.568	1.000	1.000	1.000

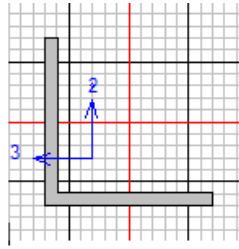
Moment	Myt Capacity	Mb Capacity	Myc Capacity	Me Capacity	Theta Load Angle
Moment	20472.265	18316.181	20472.265	48596.620	-45.000

SHEAR DESIGN

	V Force	T Torsion	fv Total Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.000	-0.671	0.698	1468.009	0.000	OK
Minor Shear	0.000	-0.671	0.698	1468.009	0.000	OK

3.13. Diseño de Ángulo Cordón Superior - Sísmico

Units Kgf, cm, C



ASCE 10-97 STEEL SECTION CHECK
 Combo : 1.2D+E
 Units : Kgf, cm, C

Frame : 36 Design Sect: L2.5X2.5X3/16
 X Mid : 360.485 Design Type: Brace
 Y Mid : -15.000 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 1036.047 Sect Class : Slender
 Length : 87.771 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 43.885 RLLF : 1.000

Area : 5.819 SMajor : 4.965 rMajor : 1.978 AVMajor: 3.024
 IMajor : 22.768 SMinor : 4.965 rMinor : 1.978 AVMinor: 3.024
 IMinor : 22.768 ZMajor : 8.931 rMax : 2.498 E : 2038901.916
 Ixy : -13.550 ZMinor : 8.931 rMin : 1.259 Fy : 2531.051
 Theta : 45.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
43.885	-3083.636	46.516	0.000	0.000	0.000	-5.567

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Equation	Total Ratio	P Ratio	M Ratio	Ratio Limit	Status Check
(3.12-1)	0.250	= 0.247	+ 0.003	0.980	Overstress

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	Pac Capacity	Pat Capacity
Axial	3083.636	12476.489	13256.147

MOMENT DESIGN

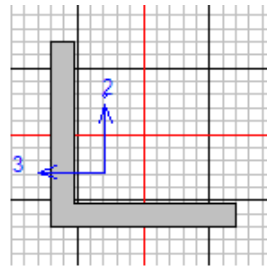
	M Moment	Ma Capacity	Pe Capacity	Cm Factor	K Factor	L Factor
Moment	0.000	18316.181	24077.568	1.000	1.000	1.000

	Myt Capacity	Mb Capacity	Myc Capacity	Me Capacity	Theta Load Angle
Moment	20472.265	18316.181	20472.265	48596.620	-45.000

SHEAR DESIGN

	V Force	T Torsion	fv Total Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.000	-5.567	7.182	1468.009	0.005	OK
Minor Shear	0.000	-5.567	7.182	1468.009	0.005	OK

3.14. Diseño de Ángulo Cordón Inferior– Viento



Units

ASCE 10-97 STEEL SECTION CHECK

Combo : 1.2D+0.5L+1.3V
Units : Kgf, cm, C

Frame : 486 Design Sect: L4X4X1/2
X Mid : 2138.280 Design Type: Brace
Y Mid : 15.000 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 1073.174 Sect Class : Non-Slender
Length : 85.243 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 42.621 RLLF : 1.000

Area : 24.194 SMajor : 32.283 rMajor : 3.093 AVMajor: 12.903
IMajor : 231.425 SMinor : 32.283 rMinor : 3.093 AVMinor: 12.903
IMinor : 231.425 ZMajor : 58.338 rMax : 3.897 E : 2038901.916
Ixy : -135.969 ZMinor : 58.338 rMin : 1.986 Fy : 2531.051
Theta : 45.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
42.621	-2929.649	188.758	0.000	0.000	0.000	23.018

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
42.621	-2929.649	188.758	0.000	0.000	0.000	23.018

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Equation	Total Ratio	P Ratio	M Ratio	Ratio Limit	Status Check
(3.12-1)	0.052	= 0.051	+ 0.002	0.980	Overstress

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	Pac Capacity	Pat Capacity
Axial	2929.649	57688.850	55111.477

MOMENT DESIGN

Moment	M Moment	Ma Capacity	Pe Capacity	Cm Factor	K Factor	L Factor
Moment	0.000	124800.096	264353.568	1.000	1.000	1.000

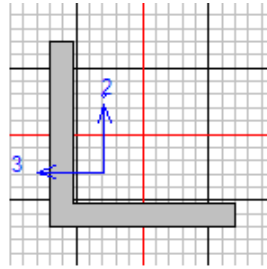
Moment	Myt Capacity	Mb Capacity	Myc Capacity	Me Capacity	Theta Load Angle
Moment	129435.593	124800.096	129435.593	903547.796	-45.000

SHEAR DESIGN

	V Force	T Torsion	fv Total Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.000	23.018	2.273	1468.009	0.002	OK
Minor Shear	0.000	23.018	2.273	1468.009	0.002	OK

3.15. Diseño de Angulo Cordón Inferior– Sismo

Units



ASCE 10-97 STEEL SECTION CHECK

Combo : 1.2D-E
Units : Kgf, cm, C

Frame : 105 Design Sect: L4X4X1/2
X Mid : 418.371 Design Type: Brace
Y Mid : 15.000 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 998.763 Sect Class : Non-Slender
Length : 85.243 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 80.507 RLLF : 1.000

Area : 24.194	SMajor : 32.283	rMajor : 3.093	AVMajor: 12.903
IMajor : 231.425	SMinor : 32.283	rMinor : 3.093	AVMinor: 12.903
IMinor : 231.425	ZMajor : 58.338	rMax : 3.897	E : 2038901.916
Ixy : -135.969	ZMinor : 58.338	rMin : 1.986	Fy : 2531.051
Theta : 45.000			

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
80.507	-2643.996	-102.009	581.609	0.000	0.000	-34.546

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Equation	Total Ratio	P Ratio	M Ratio	Ratio Limit	Status Check
(3.12-1)	0.056	= 0.046	+ 0.011	0.980	Overstress

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	Pac Capacity	Pat Capacity
Axial	2643.996	57688.850	55111.477

MOMENT DESIGN

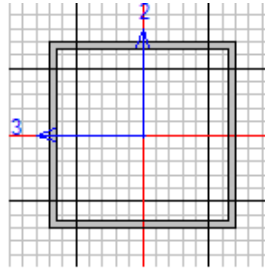
	M Moment	Ma Capacity	Pe Capacity	Cm Factor	K Factor	L Factor
Moment	0.000	56713.246	264353.568	1.000	1.000	1.000

	Myt Capacity	Mb Capacity	Myc Capacity	Me Capacity	Theta Load Angle
Moment	75221.166	56713.246	57706.707	837996.301	54.948

SHEAR DESIGN

	V Force	T Torsion	fv Total Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	9.397	-34.546	6.315	1468.009	0.004	OK
Minor Shear	-7.224	-34.546	6.062	1468.009	0.004	OK

3.16. Diseño de Columnas Metálicas – Viento



ASCE 10-97 STEEL SECTION CHECK

Combo : 1.2D+1.6L+0.8V
Units : Kgf, cm, C

Frame : 441 Design Sect: HSS8x8x8mm
X Mid : 2710.000 Design Type: Column
Y Mid : 0.000 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 399.960 Sect Class : Non-Slender
Length : 700.000 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0.000 RLLF : 1.000

Area : 62.471	SMajor : 391.130	rMajor : 7.976	AVMajor: 32.516
IMajor : 3973.881	SMinor : 391.130	rMinor : 7.976	AVMinor: 32.516
IMinor : 3973.881	ZMajor : 457.545	E : 2038901.916	
Ixy : 0.000	ZMinor : 457.545	Fy : 2531.051	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.000	-5693.516	227380.432	-16.991	0.000	0.000	6.452

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(3.12-1)	0.289	= 0.050	+ 0.239	+ 0.000	0.980	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	Pac Capacity	Pat Capacity
Axial	5693.516	114157.185	158118.500

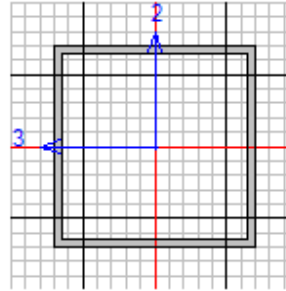
MOMENT DESIGN

	M Moment	Ma Capacity	Pe Capacity	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	227380.432	989969.805	142178.754	1.000	1.000	1.071	1.000
Minor Moment	16.991	989969.805	142178.754	1.000	1.000	1.071	

SHEAR DESIGN

	V Force	fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion
Major Shear	323.384	9.945	1468.009	0.007	OK	0.000
Minor Shear	-0.009	2.876E-04	1468.009	0.000	OK	0.000

3.17. Diseño de Columnas Metálicas– Sismo



ASCE 10-97 STEEL SECTION CHECK

Combo : 1.2D-E
Units : Kgf, cm, C

Frame : 7 Design Sect: HSS8x8x8mm
X Mid : 0.000 Design Type: Column
Y Mid : 0.000 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 399.960 Sect Class : Non-Slender
Length : 700.000 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0.000 RLLF : 1.000

Area : 62.471 SMajor : 391.130 rMajor : 7.976 AVMajor: 32.516
IMajor : 3973.881 SMinor : 391.130 rMinor : 7.976 AVMinor: 32.516
IMinor : 3973.881 ZMajor : 457.545 E : 2038901.916
Ixy : 0.000 ZMinor : 457.545 Fy : 2531.051

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.000	-2005.324	-586640.234	-723809.929	0.000	0.000	-28072.185

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(3.12-1)	1.360	= 0.018	+ 0.601	+ 0.742	0.980	Overstress

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	Pac Capacity	Pat Capacity
Axial	2005.324	114157.185	158118.500

MOMENT DESIGN

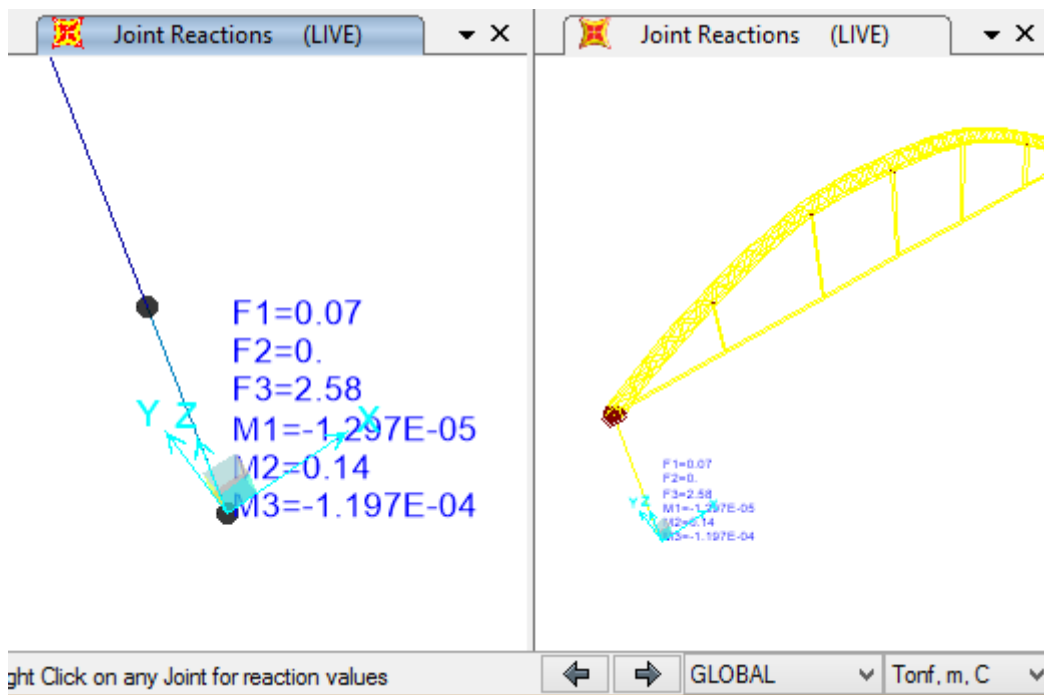
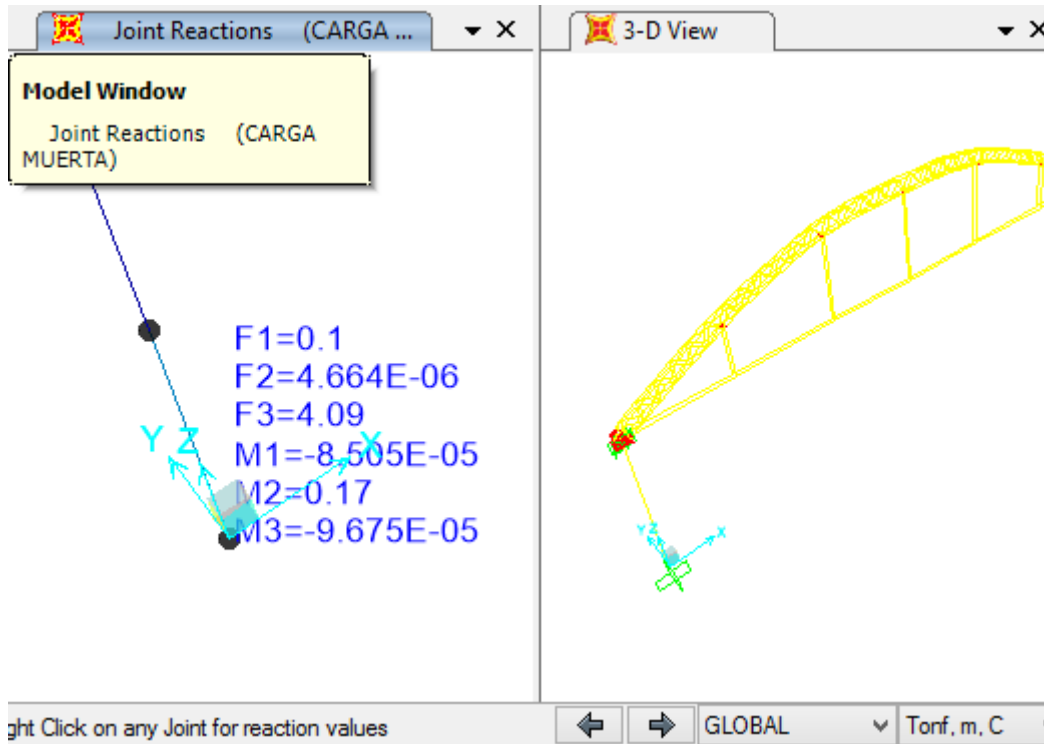
	M Moment	Ma Capacity	Pe Capacity	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	586640.234	989969.805	142178.754	1.000	1.000	1.071	1.000
Minor Moment	723809.929	989969.805	142178.754	1.000	1.000	1.071	

SHEAR DESIGN

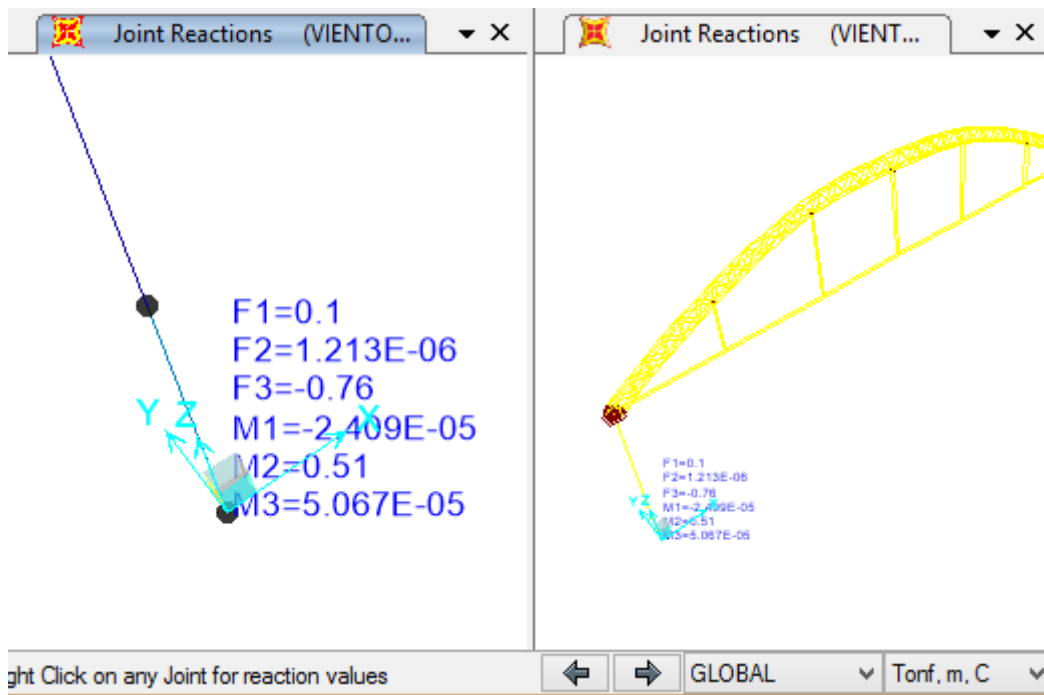
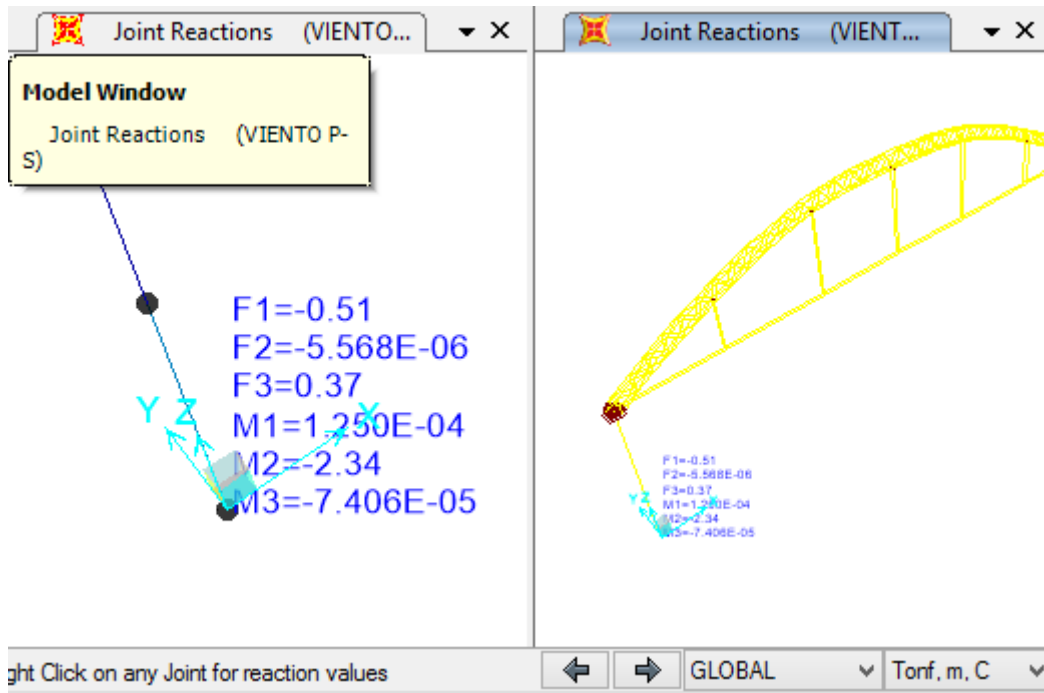
	V Force	fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion
Major Shear	-1579.720	48.583	1468.009	0.033	OK	0.000
Minor Shear	-1034.008	31.800	1468.009	0.022	OK	0.000

3.18. Diseño de Columnas Metálicas– Sismo

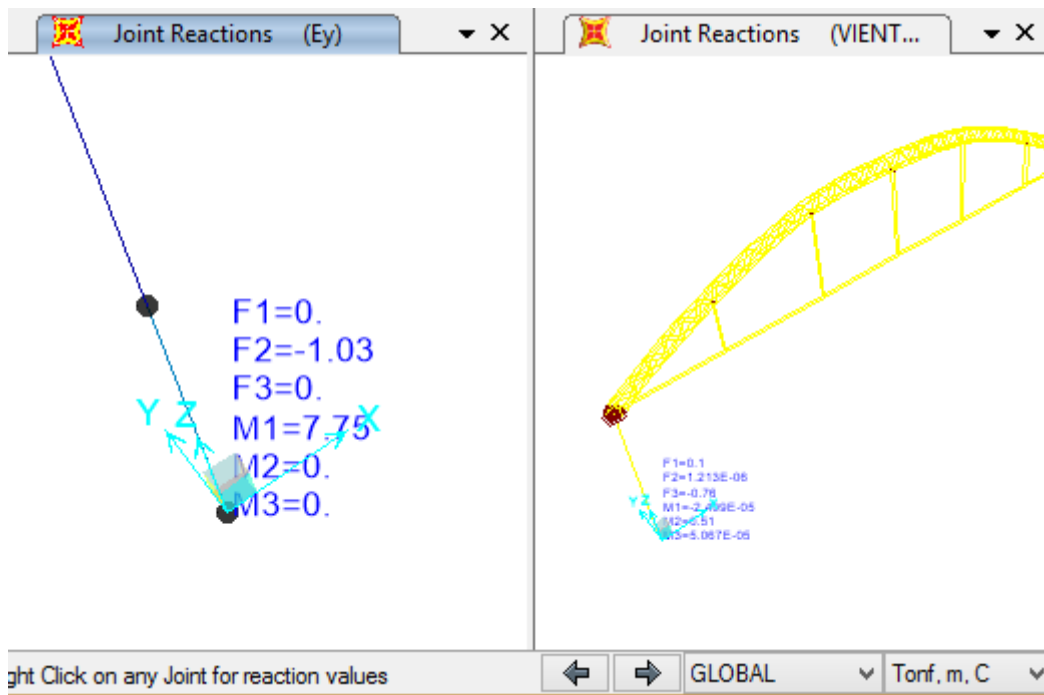
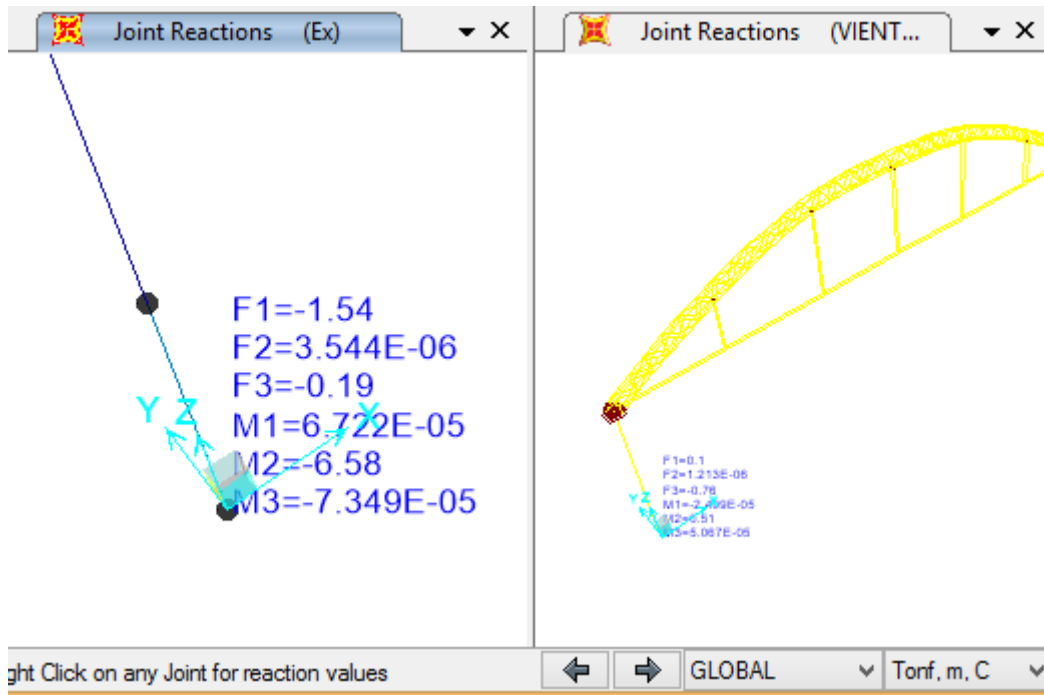
Cargas estáticas en uno de los apoyos

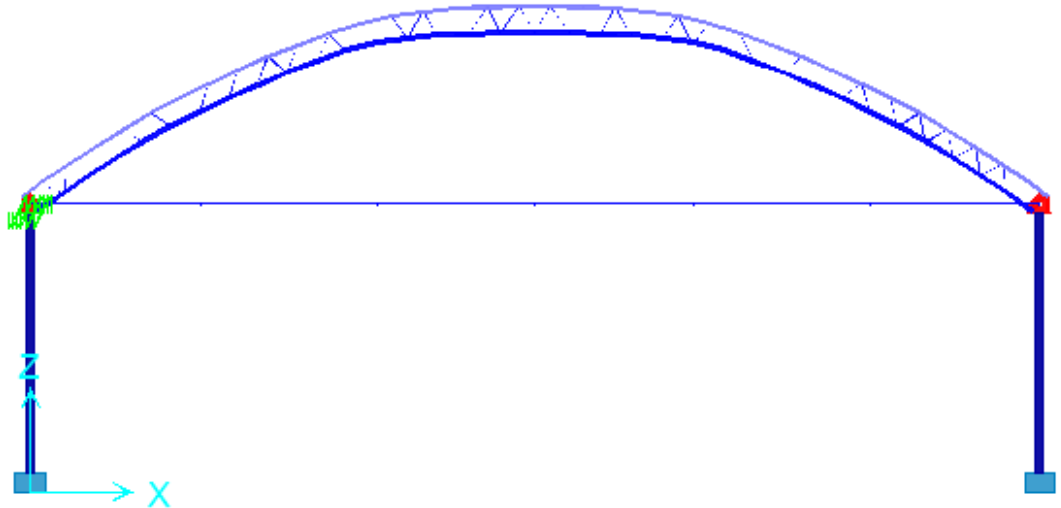


Cargas de viento en uno de los apoyos



Cargas de sismo estático en uno de los apoyos





Carga Muerta:

Fuerzas X= 0.10Tonf

Fuerzas Z= 4.09Tonf

Momento Y=0.17 Tonf-m

Carga Viva:

Fuerzas X= 0.07Tonf

Fuerzas Z= 2.58Tonf

Momento Y=0.14 Tonf-m

Carga Viento P-S:

Fuerzas X= -0.51Tonf

Fuerzas Z= 0.37Tonf

Momento Y=-2.34 Tonf-m

Carga Viva S-S:

Fuerzas X= 0.10Tonf

Fuerzas Z= -0.76Tonf

Momento Y=0.15 Tonf-m

Carga EX:

Fuerzas X= -1.54Tonf

Momento Y=-6.58 Tonf-m

Carga EY:

Fuerzas Y= -1.03Tonf

Momento X=7 Tonf-m

Carga Servicio X:

Fuerzas X= 0.17Tonf

Carga Servicio Z:

Fuerzas Z= 6.67Tonf

Assign Joint Forces

General

Load Pattern: Dead

Coordinate System: GLOBAL

Forces

Force Global X: 0 kgf

Force Global Y: 0 kgf

Force Global Z: -40.9 kgf

Moment about Global X: 0 kgf-cm

Moment about Global Y: 0 kgf-cm

Moment about Global Z: 0 kgf-cm

Options

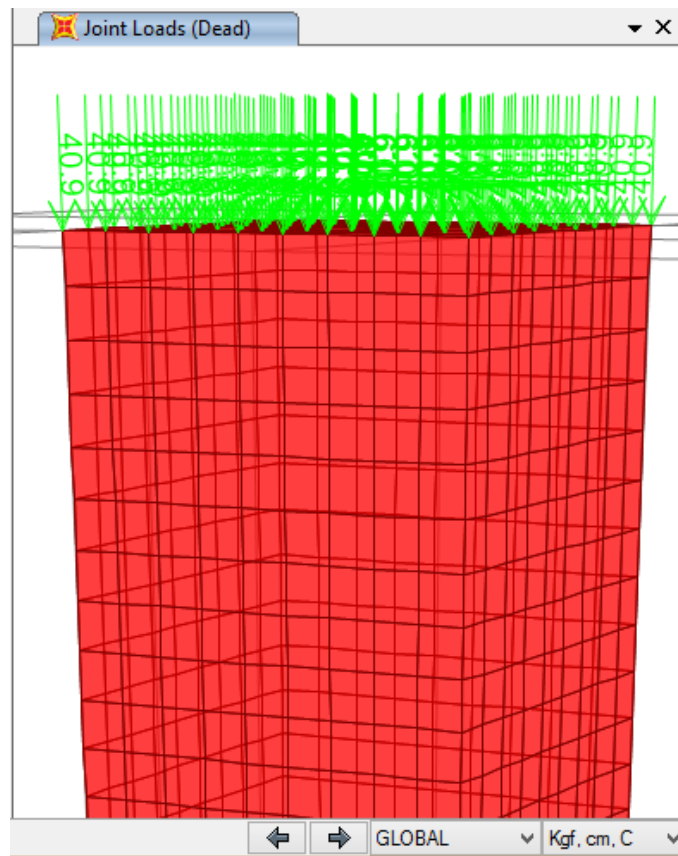
Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply



Assign Joint Forces

General

Load Pattern: Live

Coordinate System: GLOBAL

Forces

Force Global X: 0 kgf

Force Global Y: 0 kgf

Force Global Z: -25.8 kgf

Moment about Global X: 0 kgf-cm

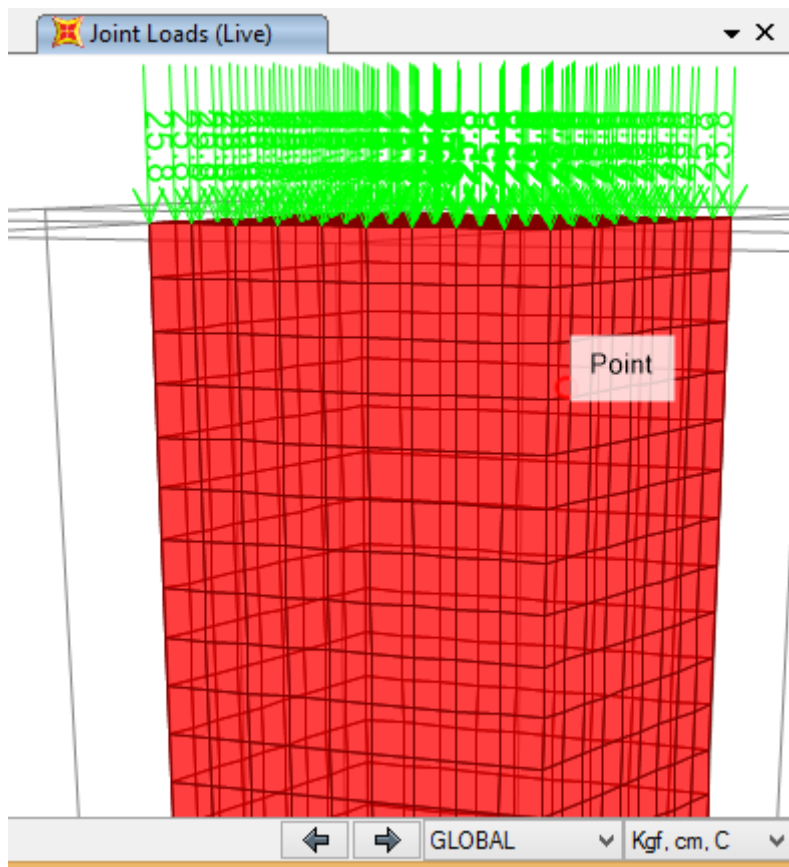
Moment about Global Y: 0 kgf-cm

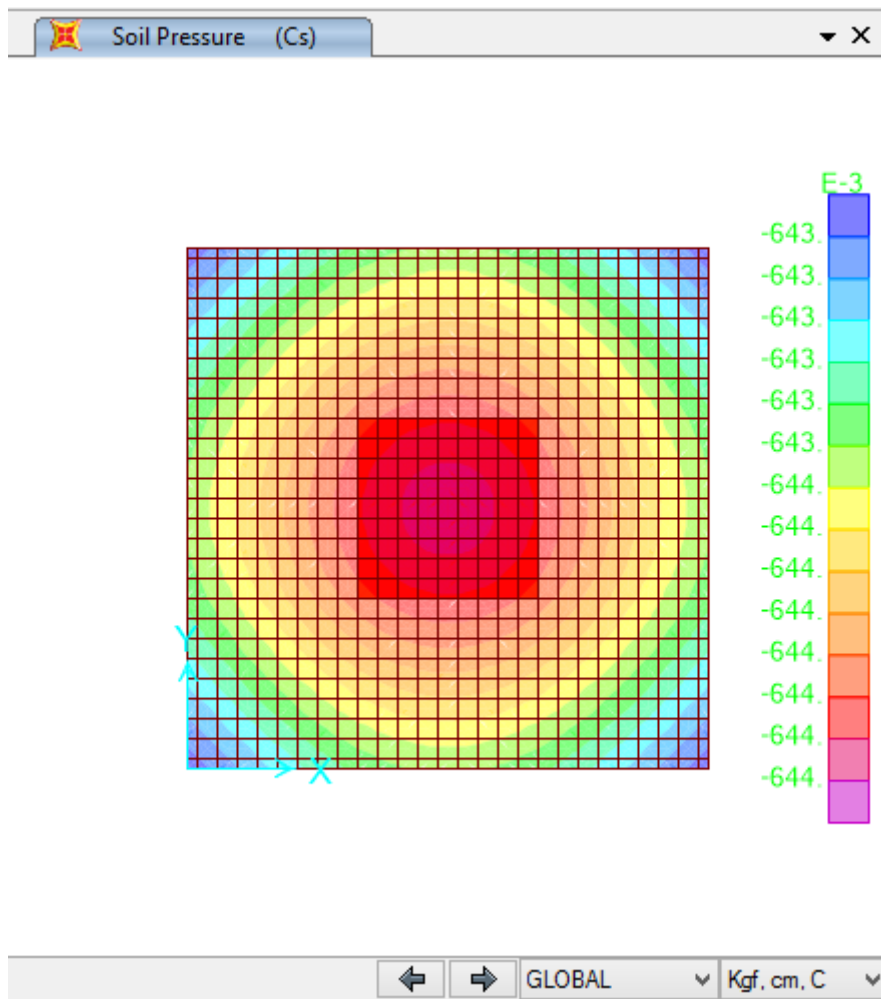
Moment about Global Z: 0 kgf-cm

Options

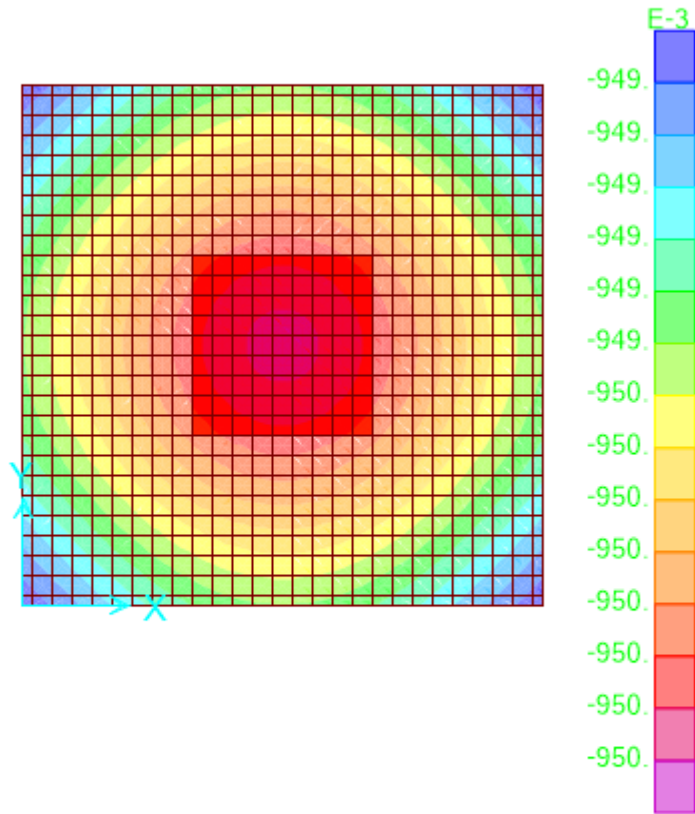
Add to Existing Loads
 Replace Existing Loads
 Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

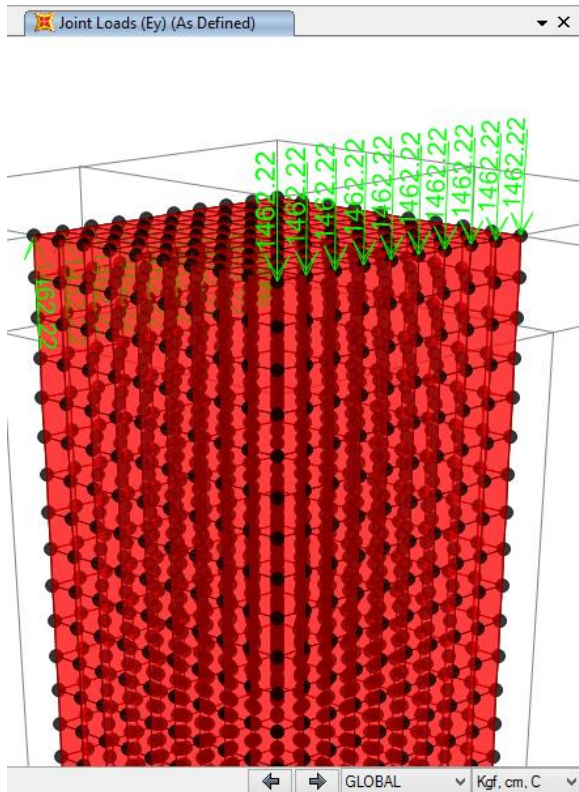
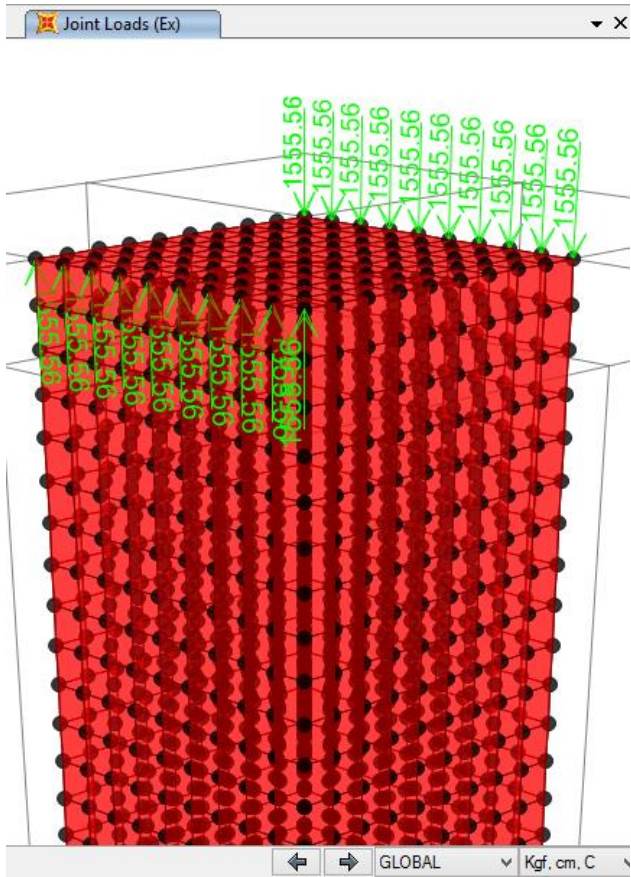




CS	6.67 Tonf.	
Peso Zapata	2.43 Tonf.	
Peso Pedestales	1.48 Tonf.	
Peso Total	10.59 Tonf.	
Area Contacto	16900.00 Tonf.	
Soil pressure Actuante	0.626 kg/cm ²	DF=3.3m = 1.9m+0.6m



Falso Piso	0.33 Tonf.		
Terreno Encima	4.10 Tonf.		
s/c = 500Kgf/m ²	0.74 Tonf.		
CS	6.67 Tonf.		
Peso Zapata	2.43 Tonf.		
Peso Pedestales	1.48 Tonf.		
Peso Total	15.75 Tonf.		
Area Contacto	16900 cm ²		
Soil pressure Actuante	0.932 kg/cm ²	con Peso Propio	DF=3.3m =1.9m+0.6m
Soil pressure Actuante	0.798 kg/cm ²	con Peso Propio	DF=1.8m =1.2m+0.6m
Soil pressure Admisible	1.315 kg/cm ²	con Peso Propio	DF=1.8m



ZAPATA ANCHO 1.30 METRO

c= 0.105 Tn/m² -
 ϕ = 25.00 °
 B= 1.30 m
 L= 1.30 m
 Forma= Zapata Cuadrada
 γ_{soil} = 1.53 Tn/m³

Factores de Capacidad (T. de Meyerhof)

ϕ	Nc	Nq	N λ	Nq/Nc	Tg ϕ	f _i	Nc	Nq	N λ
0	5.14	1.00	0.00			0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.07			1	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15			2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24			3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34			4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45			5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57			6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71			7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86			8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03			9	7.92	2.25	1.03
10	8.35	2.47	1.22			10	8.35	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44			11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69			12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97			13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29			14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65			15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06			16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53			17	12.34	4.77	3.53

$q = CNc Sc + \gamma_{soil} Df Nq Sq + 0.5 \gamma_{soil} B N\lambda S\lambda$

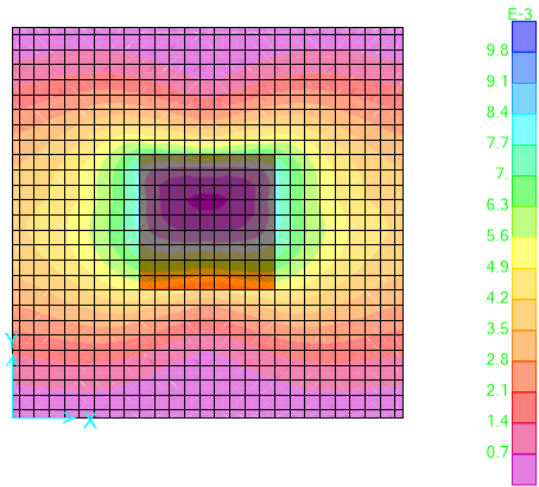
Sc= 1.514

Sq= 1.466

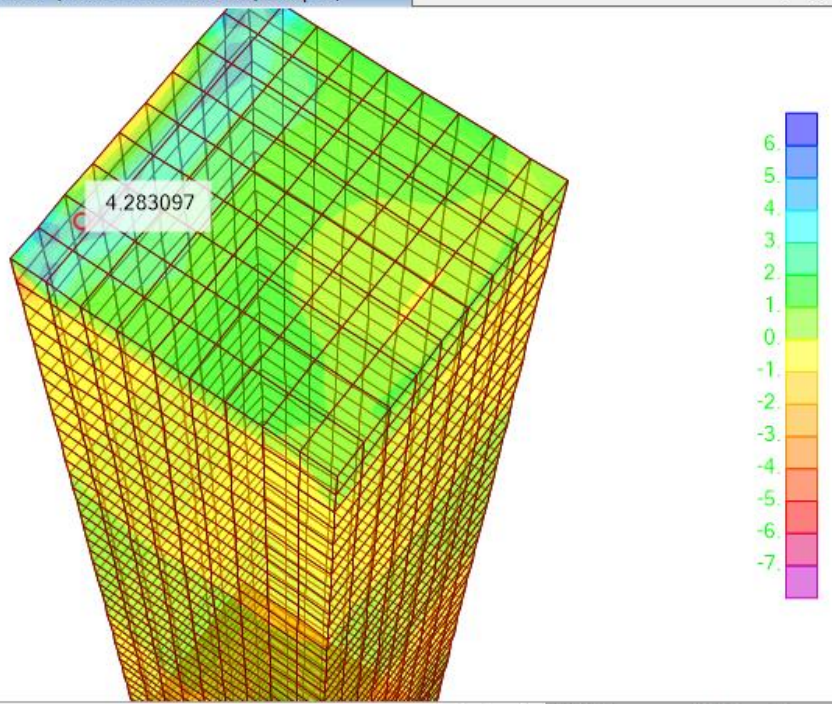
S λ = 0.600

Df=	1.80	1.20	1.30	1.80	m
qu=	52.83	29.68	31.31	39.46	Tn/m ²
qu=	5.28	2.97	3.13	3.95	Kg/cm ²
σ_t =	1.76	0.99	1.04	1.315	Kg/cm ²

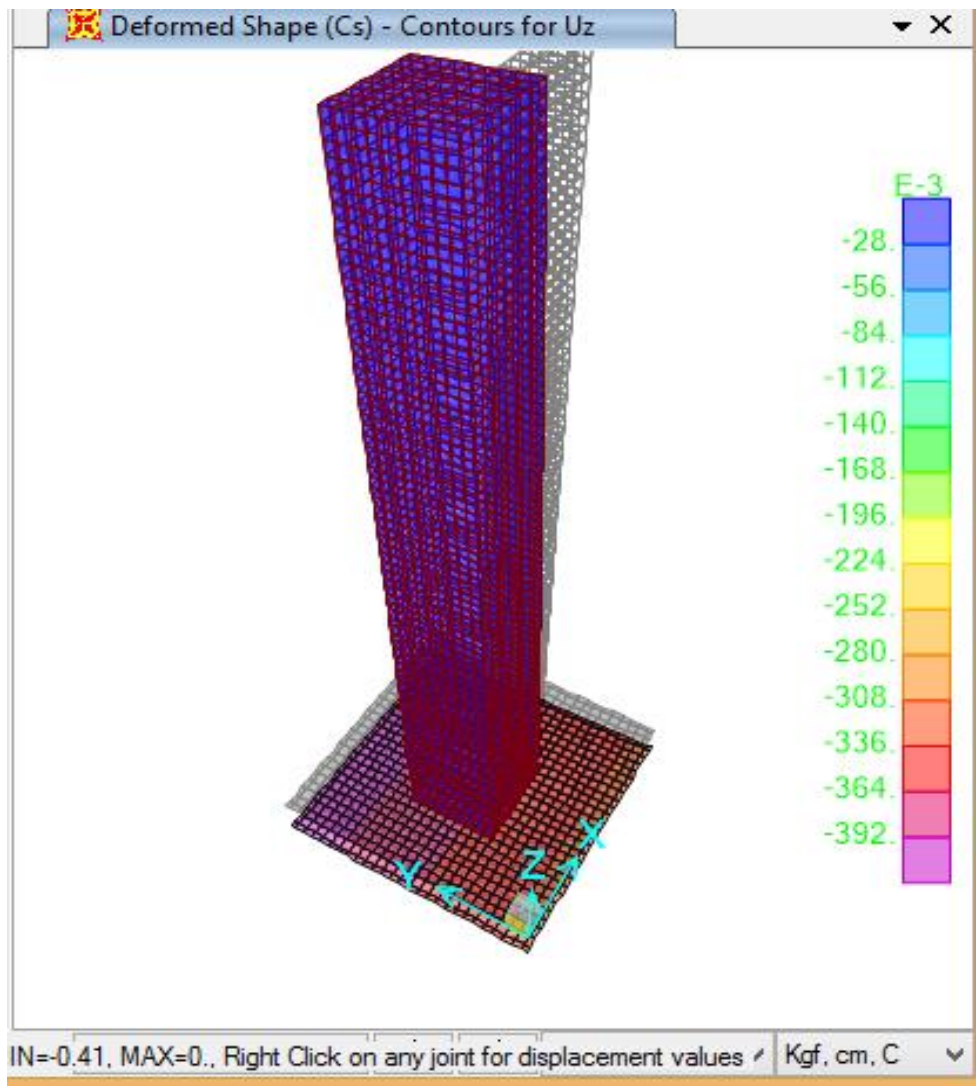
Capacidad de soporte del terreno $Q_a = 1.315 \text{ Kg/cm}^2$ para un ancho de zapata de 1.30mts



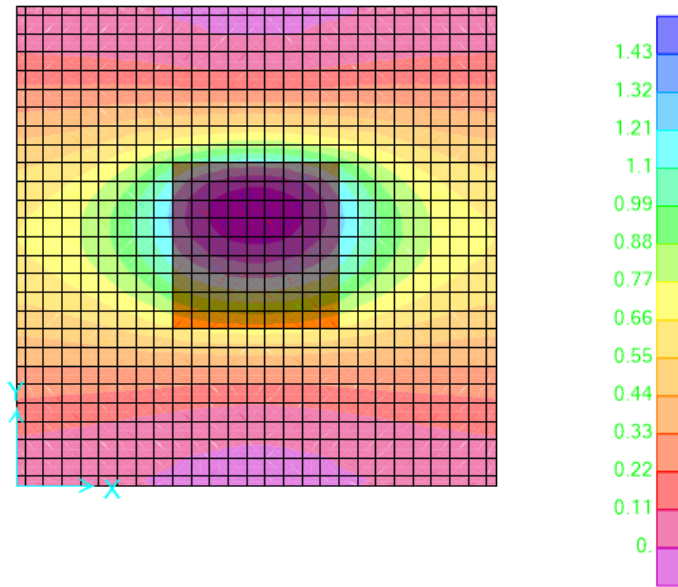
Área de Acero actuante es de $0.0098\text{cm}^2/\text{cm} \times 25\text{cm} = 0.245\text{cm}^2$, siendo menor al Acero mínimo, proponiendo Cuantía mínima de $As(+)$: $5/8'' @ 20\text{cm}$



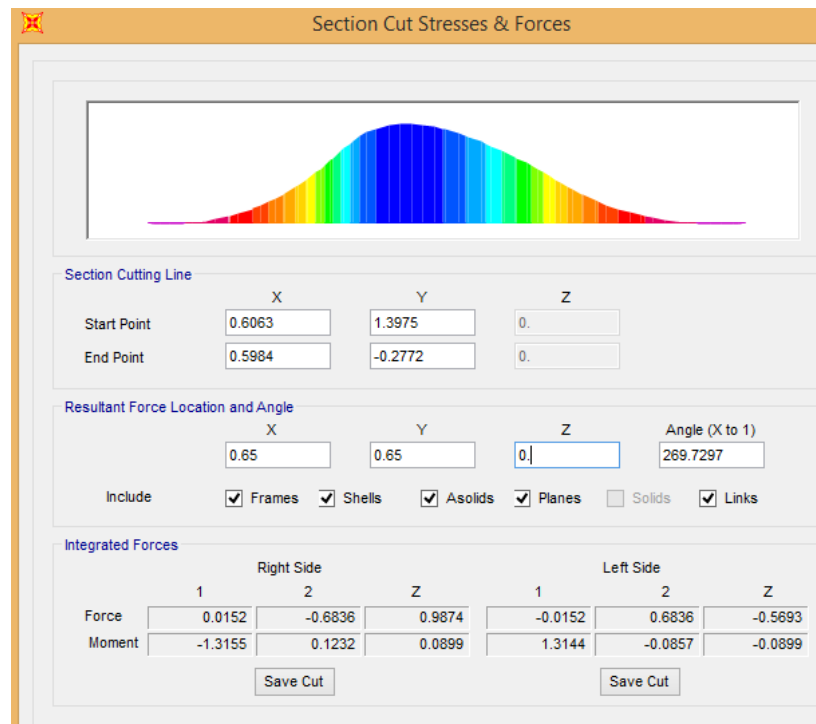
Esfuerzos en los pedestales de $4.28\text{Kgf}/\text{cm}^2$



Asentamiento de 0.392cm, siendo menor al Asentamiento Permisible de 1cm,
 los asentamientos diferenciales están por debajo de 1”.



Momento Máxima Positiva de 1.43Tonf-m, en el Eje Y (Sentido con grandes Momentos)



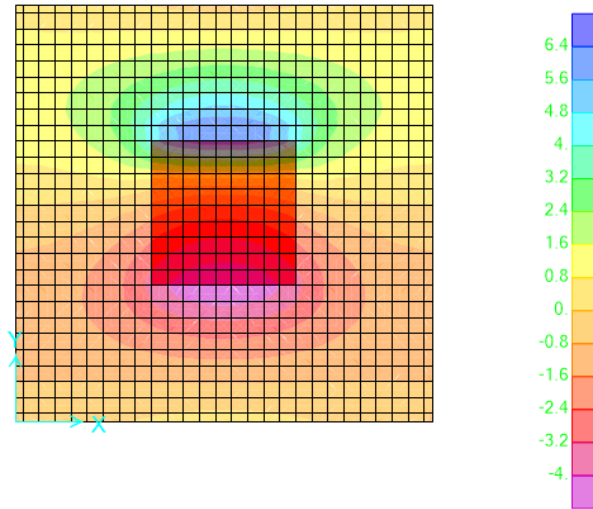


Diagrama de Fuerza Cortante, en el Eje Y (Sentido con grandes Valores de Fuerza Cortante)

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	0.6102	1.4173	0.
End Point	0.6102	-0.2061	0.

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle (X to 1)
	0.65	0.65	0.	-90

Include Frames Shells Asolids Planes Solids Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.0119	-0.6836	0.9874	-0.0119	0.6836	-0.5693
Moment	-1.3228	0.0846	0.059	1.3185	-0.0661	-0.059

Save Cut Save Cut

3.19. Análisis de Obras de Concreto: Zapatas

ZAPATA ANCHO 1.30 METRO

$c = 0.105 \text{ Tn/m}^2$ -
 $\phi = 25.00^\circ$
 $B = 1.30 \text{ m}$
 $L = 1.30 \text{ m}$
 Forma= Zapata Cuadrada
 $\chi_{\text{soil}} = 1.53 \text{ Tn/m}^3$

Factores de Capacidad (T. de Meyerhof)

fi	Nc	Nq	NY
0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03
10	8.35	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22
33	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	78.03
39	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	130.22
42	93.71	85.38	155.55
43	105.11	99.02	186.54
44	118.37	115.31	224.64
45	133.88	134.88	271.76

ϕ	Nc	Nq	NY	Nq/Nc	Tg ϕ
25	20.72	10.66	10.88	0.514	0.466

$$q = CNc Sc + \chi_{\text{soil}} Df Nq Sq + 0.5 \chi_{\text{soil}} B N\chi S\chi$$

$Sc = 1.514$
 $Sq = 1.466$
 $S\chi = 0.600$

Df=	1.80	1.20	1.30	1.80	m
qu=	52.83	29.68	31.31	39.46	Tn/m ²
qu=	5.28	2.97	3.13	3.95	Kg/cm ²
σ =	1.76	0.99	1.04	1.315	Kg/cm ²

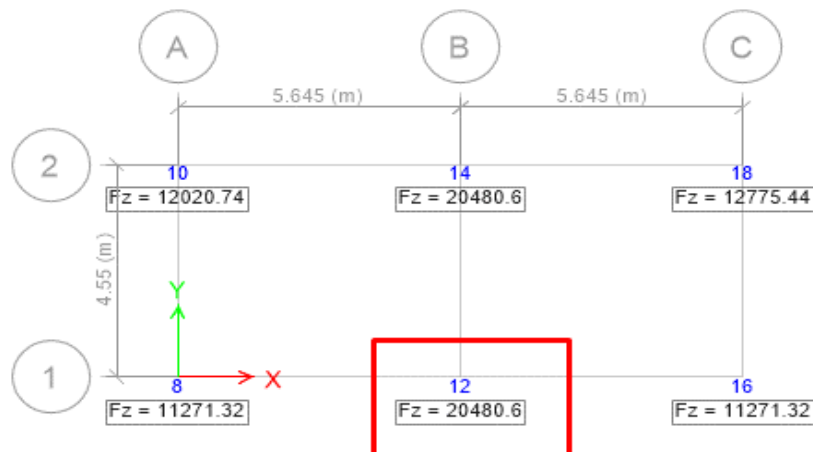
a	b >	A	Lv-xy	B	Kgf/cm ²
0.45	0.45	0.85	0.2000	0.85	0.92318

0.00
 0.00
 -

Factores de Capacidad (T. de Meyerhof)

fi	Nc	Nq	NY
45	133.88	134.88	271.76
46	152.10	158.51	330.35
47	173.64	187.21	403.67
48	199.64	22.31	496.01
49	229.93	265.51	613.16
50	266.89	319.07	762.89

pg 144 Braja M.Da



ZAPATA ANCHO 1 METRO

c= 0.105 Tn/m2 -
 ϕ = 25.00 °
 B= 1.00 m
 L= 1.00 m
 Forma= Zapata Cuadrada
 γ_{soil} = 1.53 Tn/m3

Factores de Capacidad (T. de Meyerhof)

fi	Nc	Nq	NY
0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03
10	8.35	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22
33	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	78.03
39	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	130.22
42	93.71	85.38	155.55
43	105.11	99.02	186.54
44	118.37	115.31	224.64
45	133.88	134.88	271.76

ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	Tg ϕ
25	20.72	10.66	10.88	0.514	0.466

q= CNc Sc + γ_{soil} Df Nq Sq + 0.5 γ_{soil} B N γ S γ
 Sc= 1.514
 Sq= 1.466
 S γ = 0.600

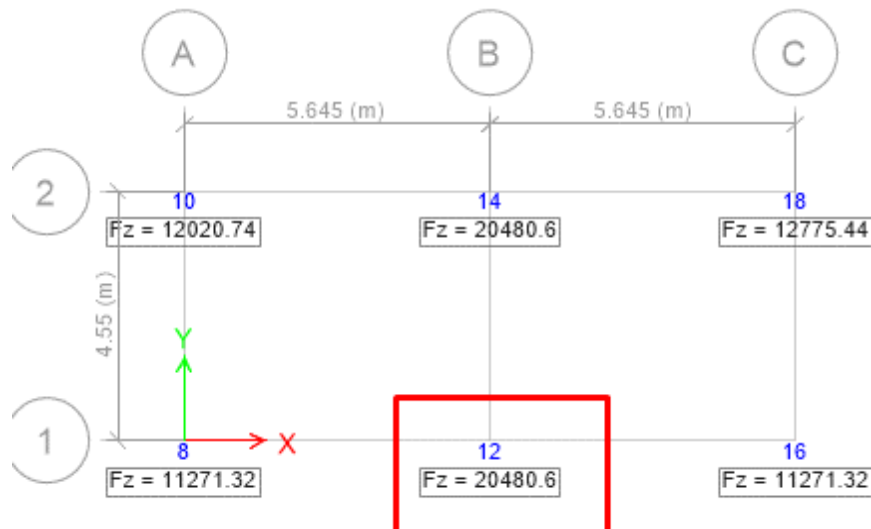
Df=	1.80	1.20	1.30	1.80	m
qu=	51.34	27.68	29.31	37.47	Tn/m2
qu=	5.13	2.77	2.93	3.75	Kg/cm2
ot=	1.71	0.92	0.98	1.249	Kg/cm2

4.00	0.040	CS	AREA	TIPO 01 ESQ. TIPO 02 EXC. TIPO 03 CENT.	
3.00	0.060	Tnf	m2		
2.00	0.080				
1.25	0.100				
1.00	0.100	6.670	0.588		
a	b >	A	Lv-xy	B	Kgf/cm2
0.45	0.45	0.85	0.2000	0.85	0.92318

Factores de Capacidad (T. de Meyerhof)

fi	Nc	Nq	NY
45	133.88	134.88	271.76
46	152.10	158.51	330.35
47	173.64	187.21	403.67
48	199.64	22.31	496.01
49	229.93	265.51	613.16
50	266.89	319.07	762.89

pg 144 Braja M.Da



3.10. Análisis de Obras de Concreto: Pedestales

PEDESTALES AIJA

	0.050 m	discretizar	100 Nudos
LADO Y	0.450 m	9	10 Nudos
LADO X	0.450 m	9	10 Nudos

MOMENTO CM

M Y-Y el momento va en la direccion del lado corto del pedestal
 0.170 Tonf.-m 377.78 37.78 kg/Nudo

MOMENTO CV

M Y-Y el momento va en la direccion del lado corto del pedestal
 0.140 Tonf.-m 311.11 31.11 kg/Nudo

MOMENTO PS

M Y-Y el momento va en la direccion del lado corto del pedestal
 -2.340 Tonf.-m -5200.00 -520.00 kg/Nudo

MOMENTO SS

M Y-Y el momento va en la direccion del lado corto del pedestal
 0.150 Tonf.-m 333.33 33.33 kg/Nudo

MOMENTO EX

M Y-Y el momento va en la direccion del lado corto del pedestal
 -6.580 Tonf.-m -14622.22 -1462.22 kg/Nudo

MOMENTO EY

M X-X el momento va en la direccion del lado corto del pedestal
 7.000 Tonf.-m 15555.56 1555.56 kg/Nudo

	FZ	FY	FX
	100.00 Nudos	10.00 Nudos	10.00 Nudos
CM	4.0900 Tonf. 40.90 kg/Nudo	0.00 Tonf. 0.00 kg/Nudo	0.10 Tonf. 10.00 kg/Nudo
CV	2.5800 Tonf. 25.80 kg/Nudo	0.00 Tonf. 0.00 kg/Nudo	0.07 Tonf. 7.00 kg/Nudo
PS	0.3700 Tonf. 3.70 kg/Nudo	0.00 Tonf. 0.00 kg/Nudo	-0.51 Tonf. -51.00 kg/Nudo
SS	-0.7600 Tonf. -7.60 kg/Nudo	0.00 Tonf. 0.00 kg/Nudo	0.10 Tonf. 10.00 kg/Nudo
EX	0.0000 Tonf. 0.00 kg/Nudo	0.00 Tonf. 0.00 kg/Nudo	-1.54 Tonf. -154.00 kg/Nudo
EY	0.0000 Tonf. 0.00 kg/Nudo	-1.03 Tonf. -103.00 kg/Nudo	0.00 Tonf. 0.00 kg/Nudo

	LADO Y	LADO X	Area	discretizar	discretizar	Nudos
	1.300 m	1.300 m	16900.000 cm2	0.050 m Pedestal	Zapata	27.00 Nudos
				9	26	27.00 Nudos
				9	26	729 Nudos
Soil pressure	0.39 kg/cm2	Sin Peso Propio				
Falso Piso	0.33 Tonf.					
Terreno Encima	4.10 Tonf.				4.42 Tonf.	2.62 Tonf./m2
s/c = 500Kg/m2	0.74 Tonf.				0.74 Tonf.	0.44 Tonf./m2
CS	6.67 Tonf.					
Peso Zapata	2.43 Tonf.					
Peso Pedestales	1.48 Tonf.					
Peso Total	15.75 Tonf.					
Area Contacto	16900 cm2					
Soil pressure Actuante	0.932 kg/cm2	con	Peso Propio	DF=3.3m=1.9m+0.6m		
Soil pressure Actuante	0.798 kg/cm2	con	Peso Propio	DF=1.8m=1.2m+0.6m		
Soil pressure Admisible	1.315 kg/cm2	con	Peso Propio	DF=1.8m		

CS	6.67 Tonf.
Peso Zapata	2.43 Tonf.
Peso Pedestales	1.48 Tonf.
Peso Total	10.59 Tonf.
Area Contacto	16900.00 Tonf.
Soil pressure Actuante	0.626 kg/cm2 DF=3.3m=1.9m+0.6m

ANALISIS POR VOLTEO (FS>=1.8)			Considerando la altura de relleno 0.8m+1.9m = 2.70m 2.70+0.6 =3.30m de DF			
	ZAPATA	RELLENO	LOSA 10CM	PESO	VIGA	ARRIOSTRE
VOLUMEN	1.632 m3	2.678 m3	0.149 m3		0.75	
PESO	2.40 Tonf./m3	1.53 Tonf./m3	2.20 Tonf./m3	6.670 Tonf.	2.400 Tonf.	0.340 Tonf.
BRAZO	0.600 m	0.600 m	0.600 m	0.600 m	0.600 m	7.000 m
	2.35 Tonf.-m	2.46 Tonf.-m	0.20 Tonf.-m	4.00 Tonf.-m	1.08 Tonf.-m	2.38 Tonf.-m
	MR=	12.47 Tonf.-m	1.809264877	OK		
	MV=	6.89 Tonf.-m	100.51%			
ANALISIS POR DESLIZAMIENTO (FS>=1.5)						
	ZAPATA	RELLENO	LOSA 10CM	PESO	VIGA	
PESO	3.916 Tonf.	4.097 Tonf.	0.327 Tonf.	6.67 Tonf.	1.80 Tonf.	
	f=	0.5				
	WR=	8.40 Tonf.	2.19575508	OK		
	WW=	3.83 Tonf.	146.38%			
ESTUDIO DE SUELOS						
	25°	Cah=	0.405858517			
	1.53 Tonf./m	Cpa=	2.463912811			
	1.800 m	Eah=	1.005960921			
		Epa=	6.107054293			

3.11. Diseño de la Zapata Aislada

Considerando los siguientes datos:

$$\gamma_m = 2.00 \text{ tn/m}^3$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$\Delta t = 1.22 \text{ kg/cm}^2 \text{ (del estudio de suelos)}$$

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sobrecarga} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{columna} = 0.50 \text{ m} * 0.50 \text{ m (de dimensiones existentes)}$$

Carga Muerta:

$$P_D = 4.09 \text{ Tn}$$

$$M_D = 0.17 \text{ Tn.m}$$

Carga Viva:

$$P_L = 2.58 \text{ Tn}$$

$$M_L = 0.14 \text{ Tn.m}$$

Carga de Viento P – S:

$$P_{WS} = 0.37 \text{ Tn}$$

$$M_{WS} = 2.34 \text{ Tn.m}$$

Carga Viva S – S

$$P_{LS} = 0.76 \text{ Tn}$$

$$M_{LS} = 0.15 \text{ Tn.m}$$

Carga Sismo X

$$P_{SX} = 1.54 \text{ Tn}$$

$$M_{SX} = 6.58 \text{ Tn.m}$$

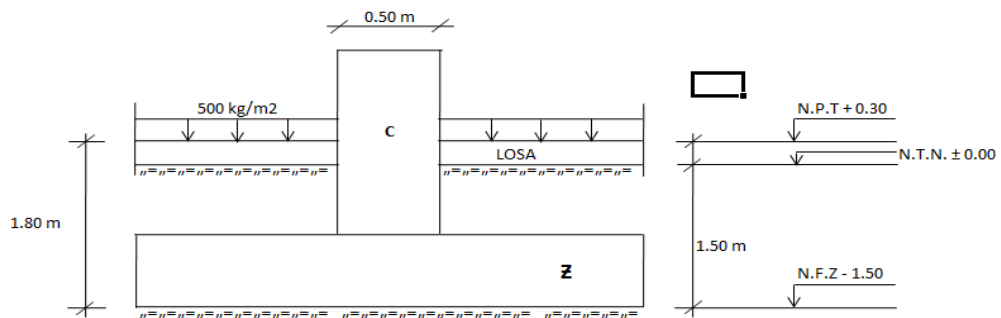
Carga Sismo Y

$$P_{SY} = 1.03 \text{ Tn}$$

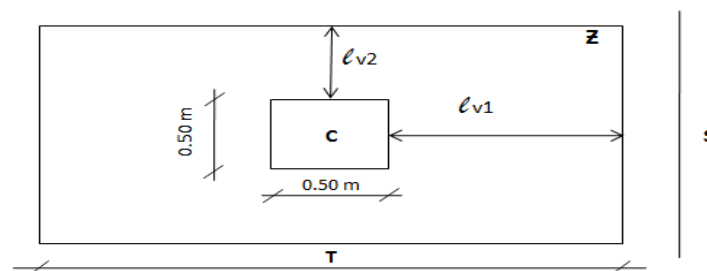
$$M_{SY} = 7.00 \text{ Tn.m}$$

1. Croquis de la Zapata

1.1. Elevación



1.2. Planta



2. Determinación del esfuerzo neto del terreno

$$\Delta n = \Delta t - h_f \cdot \gamma_m - s/c$$

$$\Delta n = 8.10 \text{ tn/m}^2$$

3. Determinación de la carga de servicio crítica

$$P = D + L + WS + LS + S_X$$

$$P = D + L + WS + LS + S_Y$$

$$P = 9.34 \text{ Tn}$$

$$P = 8.83 \text{ Tn}$$

Carga de Servicio $P = 9.34 \text{ Tn}$

4. Determinación del área efectiva de la Zapata

$$A_{zap} = \frac{P}{\Delta n}$$

$$A_{zap} = 1.15 \text{ m}^2$$

$$T = \sqrt{A_{zap} + \frac{(t_1 - t_2)}{2}}$$

$$T = \sqrt{1.15 + \frac{(0.50 - 0.50)}{2}} = 1.07 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_{zap} - \frac{(t_1 - t_2)}{2}}$$

$$S = \sqrt{1.15 - \frac{(0.50 - 0.50)}{2}} = 1.07 \text{ m}$$

Probar usar: $T = S = 1.10 \text{ m}$

5. Determinación de la excentricidad.

5.1. Por Carga muerta

$$e_D = 0.042 \text{ m}$$

5.2. Por Carga viva

$$e_L = 0.054 \text{ m}$$

5.3. Por carga de Viento P - S

$$e_{WS} = 6.324 \text{ m}$$

5.4. Por carga viva S - S

$$e_{LS} = 0.197 \text{ m}$$

5.5. Por carga de Sismo X

$$e_{SX} = 4.273 \text{ m}$$

5.6. Por carga de Sismo Y

$$e_{SY} = 0.007 \text{ m}$$

5.7. Por carga de Servicio

5.7.1. Cálculo del momento flector crítico

$$M = M_D + M_L + M_{WS} + M_{LS} + M_{SX}$$

$$M = M_D + M_L + M_{WS} + M_{LS} + M_{SY}$$

$$M = 9.38 \text{ Tn.m}$$

$$M = 9.80 \text{ Tn.m}$$

5.7.2. Excentricidad por carga de servicio

$$e = 1.05 \text{ m}$$

6. Evaluación de Zapata aislada

$$K = \frac{\text{ancho de zapata}}{6}$$

Asumiendo ancho de Zapata $B = 1.50 \text{ m}$

$$K = 0.25 \text{ m}$$

Evaluación:

$e = 1.05 \text{ m} > K = 0.25 \text{ m}$; por consiguiente es una zapata cargada excéntricamente.

Diseñaremos una zapata rectangular $L \times B$.

7. Determinación de dimensiones de la zapata.

7.1. Evaluación de la capacidad portante del terreno

$$q_{\max} = \frac{2P}{3Bm} \leq \Delta t; \text{ para zapata rectangular}$$

Asumiendo $B = 1.50 \text{ m}$ y para $m = 0.35 \text{ m}$

$$q_{\max} = \frac{2 \times 9.34}{3 \times 1.50 \times 0.35} = 11.86 \text{ Tn/m}^2 < \Delta t; \text{ conforme}$$

7.2. Determinación del largo de la zapata

$$L = 2(e + m)$$

$$L = 2.80 \text{ m}$$

7.3. Dimensiones de la zapata aislada excéntrica

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$L = 2.80 \text{ m}$$

8. Determinación de la reacción neta última del terreno

$$W_{nu} = \frac{2P_u}{3Bm}$$

8.1. Determinación de P_u

$$P_u = 1.5 D + 1.8 L$$

$$P_u = 1.25 (D + L \pm S)$$

$$P_u = 0.90 D + 1.25 S$$

D y L:
 $P_u = 10.78 \text{ Tn}$

D, L y ± S:
 $P_{ux} = 10.26 \text{ Tn}$
 $P_{ux} = 6.41 \text{ Tn}$
 $P_{uy} = 9.63 \text{ Tn}$
 $P_{uy} = 7.05 \text{ Tn}$

Dy S:
 $P_{ux} = 5.61 \text{ Tn}$
 $P_{uy} = 4.97 \text{ Tn}$

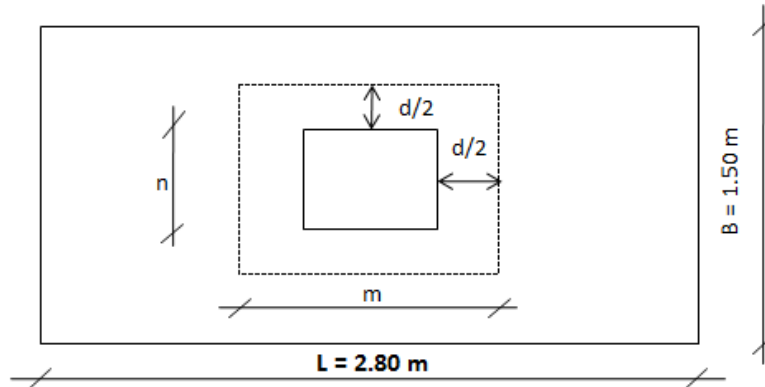
Por consiguiente $P_u = 10.78 \text{ Tn}$

8.2. Determinación de la reacción neta última del terreno

$$W_{nu} = 13.69 \text{ Tn/m}^2$$

9. Determinación del peralte efectivo de la zapata

9.1. Determinación de la reacción de punzonamiento de la columna



$$m = 50 + d$$

$$n = 50 + d$$

9.2. Cortante por punzonamiento actuante

$$V_u = P_u - W_{nu} \times m \times n$$

Condición de diseño:

$$V_u = \frac{10.78 \times 10^3 - 13.69 \times 0.10 (50 + d)(50 + d)}{\phi} \dots \dots \dots (1)$$

$$\phi = 0.85$$

9.3. Cortante por punzonamiento del concreto

$$V_c = 0.27 \left[2 + \frac{4}{\beta_c} \right] \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \dots\dots\dots (2)$$

$$\beta_c = \frac{D_{\text{mayor}}}{D_{\text{menor}}} \leq 2$$

$$\beta_c = \frac{0.50 \text{ m}}{0.50 \text{ m}} = 1 < 2 ; \text{ conforme}$$

$$b_o = 2(m + n) = 200 + 4d$$

ecuación (1) = ecuación (2)

$$\frac{10.78 \times 10^3 - 13.69 \times 0.10 (50 + d)(50 + d)}{0.85} = 1.06 \sqrt{210} (200 + 4d)d$$

$$10,780 - 1.369 (2,500 + 100d + d^2) = 13.06 (200d + 4d^2)$$

$$10,780 - 3,422.50 - 136.90d - 1.369d^2 = 2,612d + 52.24d^2$$

$$53.609d^2 + 2,748.90d - 7,357.50 = 0$$

$$d_{1,2} = \frac{-2,748.90 \pm \sqrt{(2,748.90)^2 - 4(53.609)(-7,357.50)}}{2(53.609)}$$

$$d_{1,2} = -25.64 \pm 28.19$$

$$d_1 = 2.55 \text{ cm} \quad X$$

$$d_2 = -53.83 \text{ cm} \quad X$$

Peralte mínimo $d = 15 \text{ cm}$

10. Verificación por cortante

$$V_{du} = (W_{nu} \times B) (Lv - d)$$

$$V_{du} = (13.69 \times 1.50) (1.15 - 0.15) = 20.54 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi} ; \phi = 0.85$$

$$V_n = \frac{20.54}{0.85} = 24.16 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times B \times d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 150 \times 15 = 17.28 \text{ Tn}$$

Evaluación:

$$V_c \quad \not\leq \quad V_n ; \text{ no conforme}$$

$$(17.28 \text{ Tn}) \quad \quad \quad (24.16 \text{ Tn})$$

Tanteo de peralte efectivo

Para $d = 20.98 \text{ cm}$ $V_c = 24.17 \text{ Tn}$

Evaluación:

$$V_c > V_n \quad ; \text{ conforme} \\ (24.17 \text{ Tn}) \quad (24.16 \text{ Tn})$$

$$\text{Luego: } d = 20.98 \\ h = d + d_c = 20.98 + 7.50 \\ h = 28.48 \text{ cm}$$

Usaremos: $h = 30 \text{ cm}$

11. Diseño por flexión

11.1. Cálculo de momento último

$$M_u = \frac{(W_{nu} \times B) (L_v)^2}{2} \\ M_u = \frac{(13.69 \times 1.50) (1.15)^2}{2} = 13.58 \text{ Tn.m}$$

11.2. Cálculo del área de acero por tanteos

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad ; \phi = 0.90$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \times b} \quad ; b = 150 \text{ cm}$$

$$a = 2.88 \text{ cm} \\ A_s = 18.39 \text{ cm}^2$$

12. Verificación por área de acero mínimo

$$A_s \text{ min} = \rho_{ct} \times B \times d \quad ; \rho_{ct} = 0.0018 \\ A_s \text{ min} = 0.0018 \times 150 \times 20.98 = 5.66 \text{ cm}^2$$

Luego $A_s \text{ min} < A_s$; entonces usaremos $A_s = 18.39 \text{ cm}^2$

Usaremos acero $\phi \frac{1}{2}$ "

13. Determinación de espaciamiento

13.1. Espaciamiento máximo en la dirección larga de la zapata

$$S_{\text{max}} = \frac{A_s}{A_b} \\ S_{\text{max}} = \frac{18.39}{1.29} = 14.25 \text{ cm} \\ \text{Tomamos } S_{\text{max}} = 14.50 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo sugerido por el A.C.I.

$$S_{\max} \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 3h = 3 \times 30 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

Luego: $S_{\max} = 14.50$ (dirección larga de la zapata)

13.2. Espaciamiento máximo en la dirección corta de la zapata

$$S_{\max} = \frac{\text{As franja central}}{Ab}$$

$$\frac{\text{As franja central}}{Ab} = \frac{2}{\beta + 1}$$

$$\beta = \frac{\text{longitud larga de la zapata}}{\text{longitud corta de la zapata}}$$

Procedimiento:

$$\beta = \frac{2.80}{1.50} = 1.87$$

$$\frac{\text{As franja central}}{18.39} = \frac{2}{1.87 + 1}$$

$$\text{As franja central} = 12.82 \text{ cm}^2$$

$$S_{\max} = \frac{12.82}{1.29} = 9.94 \text{ cm}$$

Tomamos $S_{\max} = 10 \text{ cm}$

Luego: $S_{\max} = 10 \text{ cm}$ (dirección corta de la zapata)

14. Transferencia de fuerza en la interfase de columna y cimentación

14.1. Resistencia al aplastamiento sobre la columna

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{10.78}{0.70} = 15.40 \text{ Tn}$$

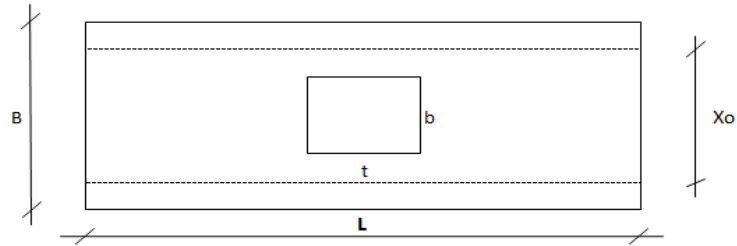
$$P_{nb} = 0.85 f'_c \cdot A_g = 0.85 \times 210 \times 50 \times 50 = 446.25 \text{ Tn}$$

Evaluación:

$$P_n < P_{nb} \quad ; \text{ conforme} \\ (15.40 \text{ Tn}) \quad (446.25 \text{ Tn})$$

14.2. Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

$$A_o = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$



$$\frac{X_o}{L} = \frac{b}{t}$$

$$\text{y } A_2 = L \times X_o$$

Procedimiento:

$$\frac{X_o}{2.80} = \frac{0.50}{0.50}$$

$$X_o = 2.80 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.80 \times 2.80 = 7.84 \text{ m}^2$$

Cálculo y evaluación:

$$A_o = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.84}{0.50 \times 0.50}} = 5.60 > 2, \text{ usar } A_o = 2 A_g$$

$$\text{Luego: } A_o = 2 (0.50 \times 0.50) = 0.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Luego: } P_{nb} = 0.85 f'c \cdot A_o$$

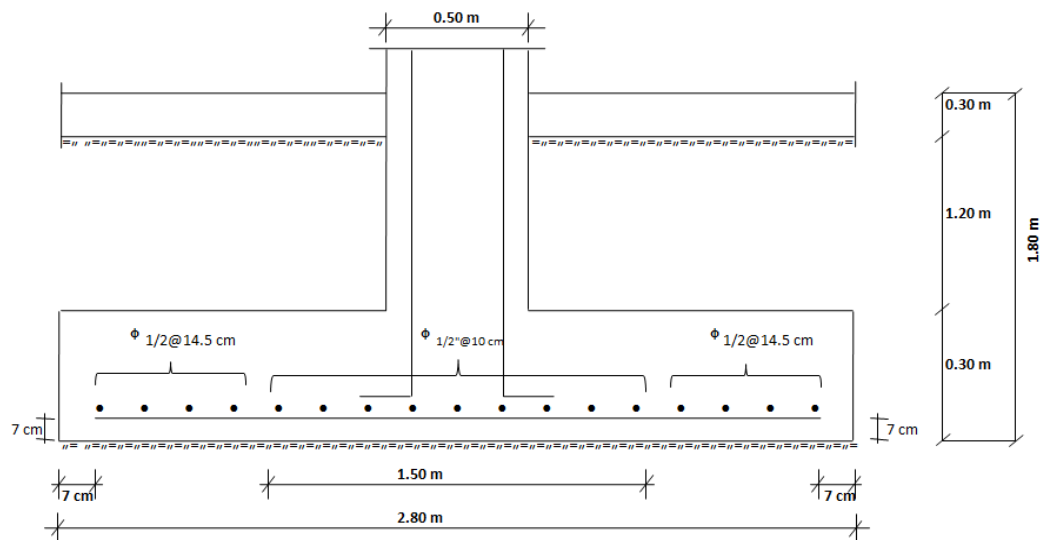
$$P_{nb} = 0.85 \times 210 \times 0.50 \times 100^2 = 892.50 \text{ Tn}$$

Evaluación:

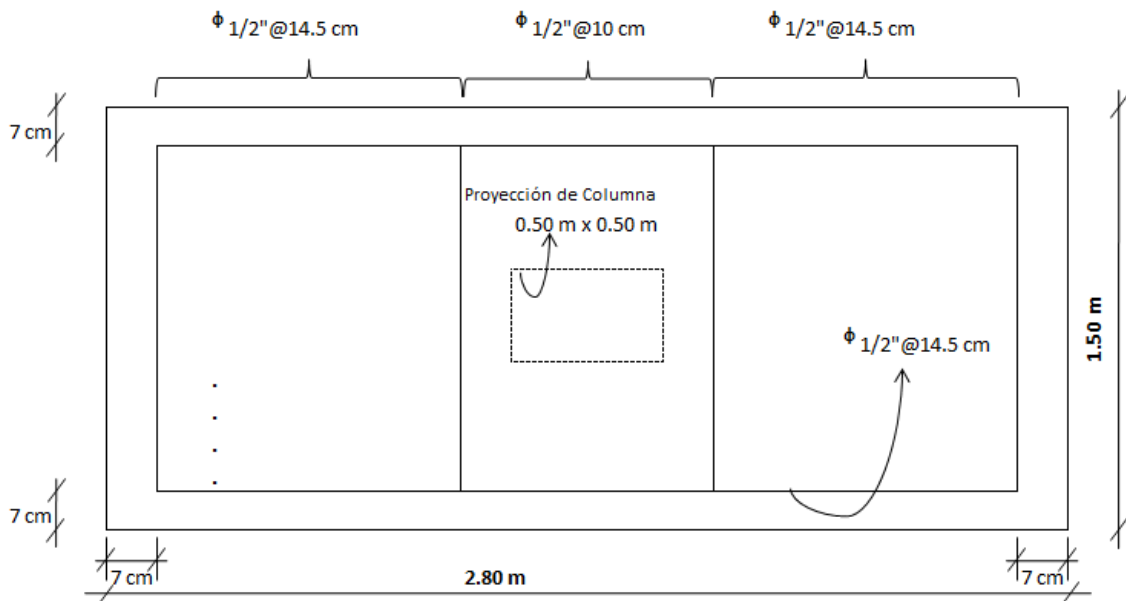
$$P_{nb} > P_n$$

$$(892.50 \text{ Tn}) > (15.40 \text{ Tn})$$

15. Croquis Diseño de zapata



Croquis de elevación



Croquis de planta

3.12. Diseño de la columna corta estribada

de 0.50 m x 0.50 m de sección transversal. Considerando los siguientes datos:

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de la columna = 3.00 m

Cargas muertas:

$$PD = 4.09 \text{ Tn}$$

$$MD = 0.17 \text{ Tn.m}$$

Cargas vivas:

$$PL = 2.58 \text{ Tn}$$

$$ML = 0.14 \text{ Tn}$$

Cargas de viento P – S:

$$PWS = 0.37 \text{ Tn}$$

$$MWS = 2.34 \text{ Tn.m}$$

Cargas vivas S – S:

$$PLS = 0.76 Tn$$

$$MLS = 0.15 Tn.m$$

Cargas de sismo X:

$$PSX = 1.54 Tn$$

$$MSX = 6.58 Tn.m$$

Cargas de sismo Y:

$$PSY = 1.03 Tn$$

$$MSY = 7.00 Tn.m$$

1. Determinación de cargas últimas

1.1. Determinación de Pu

$$Pu = 1.5D + 1.8L$$

$$Pu = 1.25 (D + L \pm S)$$

$$Pu = 0.90D + 1.25 S$$

1.1.1. Combinación D y L

$$Pu = 10.78 Tn$$

1.1.2. Combinación D, L y \pm S

$$Pux = 10.26 Tn$$

$$Pux = 6.41 Tn$$

$$Puy = 9.63 Tn$$

$$Puy = 7.05 Tn$$

1.1.3. Combinación D y S

$$Pux = 5.61 Tn$$

$$Puy = 4.97 Tn$$

$$Pu = 10.78 Tn$$

1.2. Determinación de Mu

$$Mu = 1.5 MD + 1.80 ML$$

$$Mu = 1.25 (MD + ML \pm MS)$$

$$Mu = 0.90 MD + 1.25 MS$$

1.2.1. Combinación D y L

$$Mu = 0.51 tn.m$$

1.2.2. Combinación D, L y \pm S

$$Mux = 8.61 Tn.m$$

$$Mux = - 7.84 Tn.m$$

$$Muy = 9.14 Tn.m$$

$$Muy = - 8.36 Tn.m$$

1.2.3. Combinación D y S

$$Mux = 8.38 Tn.m$$

$$Muy = 8.90 Tn.m$$

$$Mu = 9.14 Tn.m$$

2. Determinación de cargas nominales

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \quad ; \phi = 0.70$$

$$P_n = \frac{10.78 \text{ Tn}}{0.70} = 15.40 \text{ Tn}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad ; \phi = 0.90$$

$$M_n = \frac{9.14 \text{ Tn.m}}{0.90} = 10.16 \text{ Tn.m}$$

3. Determinación del factor γ

$$\gamma = \frac{t - d' - d_c}{T} \quad (d' \text{ y } d_c \text{ asumidos})$$

$$\gamma = \frac{0.50 - 0.06 - 0.06}{0.50}$$

$$\gamma = 0.76$$

4. Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{9.14 \text{ Tn.m}}{10.78 \text{ Tn}} = 0.848 \text{ m}$$

5. Cálculo de e/t

$$\frac{e}{t} = \frac{0.848 \text{ m}}{0.50 \text{ m}} = 1.696$$

6. Cálculo de los valores K y K_e/t del diagrama de interacción

$$K = \frac{P_u}{f'c.b.t}$$

$$K = 0.021$$

$$\frac{K_e}{t} = \frac{P_u.e}{f'c.b.t^2}$$

$$\frac{K_e}{t} = 0.035$$

7. Determinación de ρ_t del diagrama de interacción usando refuerzo en las cuatro caras de la columna

$\gamma = 0.70$	$\gamma = 0.76$	$\gamma = 0.80$
$\rho_t = 0.00$	$\rho_t = ?$	$\rho_t = 0.00$

Interpolando

Para $\gamma = 0.76$

$\rho_t = 0.00$

Tomamos $\rho_t = 0.01$

8. Determinación de la cuantía de acero en columna

$$\rho_g = \frac{\rho_t}{m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

$$m = 23.529$$

Luego:

$$\rho_g = 0.0004$$

$$0.01 < \rho_g \leq 0.08; \text{ no cumple}$$

Por consiguiente: $\rho_g = 0.01$

9. Cálculo y selección del área requerida para la columna

$$A_{st} = \rho_g \cdot A_g$$

$$A_{st} = 0.01 \times 50 \times 50 = 25.00 \text{ cm}^2$$

Usaremos acero longitudinal para la columna:

$$\underline{4\phi 1'' + 4\phi 3/4'' (31.76 \text{ cm}^2)}$$

10. Diseño de estribos

10.1. Selección del diámetro de estribo

Usar $\phi 3/8''$

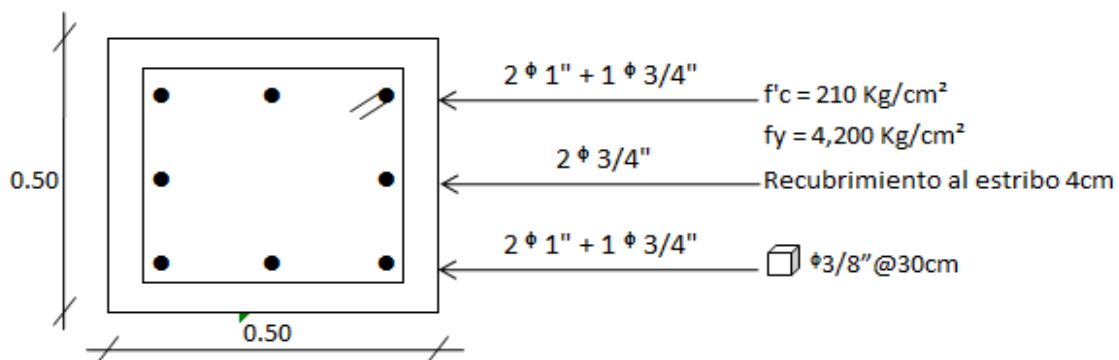
10.2. Separación máxima de estribos

$$S_{\max} \begin{cases} 48 \phi \text{ estribo} & = 48 \times 0.953 = 45.74 \text{ cm} \\ 16 \phi \text{ acero longitudinal} & = 16 \times 1.905 = 30.48 \text{ cm} \\ \text{Dimensión mínima} & = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Tomamos el menor $S_{\max} = 30 \text{ cm}$

Usar: $\square \phi 3/8'' @ 30 \text{ cm}$

11. Croquis del diseño de columna corta



IV. DISCUSIONES

De acuerdo a la norma RNE E030 y E 090 sobre la asignación de carga sismo dinamicolineal donde se considera factor Zona (Z), Factor suelo (S), Factor de Uso (U), factor de sistema estructural (R), Irregularidades estructurales en altura, irregularidades estructurales en planta, Zona sísmica se ha podido realizar el espectro de respuesta al análisis sísmico donde la estructura se encuentra dentro del parámetro permisible.

Al Aplicar el método de LRFD mayoración de cargas de sismo y viento hay un desplazamiento de 1.647cm cm siendo menor según norma $L/180=15.05\text{cm}$ estando la estructura existe dentro del parámetro permisible.

Al realizar simulación el efecto del sismo sobre la estructura de techo con el programa SAP2000 resulta Deriva Máximo XX : $7/1315 \times 1000 = 5.32^{\circ}/^{\circ} < 10^{\circ}/^{\circ}$ RNE Ok

En cuanto a la norma RNE E90 en los nudos de apoyo de la estructura se obtiene la acción de fuerzas 16.55ksi , pero las planchas colocadas en estos nudos tienen una capacidad de 36Ksi, lo cual es optimo para la estructura.

En la Tesis Titulada “Estructuración, Análisis y Diseño Estructural de Elementos de Techo con Perfiles Metálicos utilizando el Método LRFD” de la Universidad de El Salvador, Cruz, Figueroa, & Hernandez, concluyen que es de suma importancia estudiar los diferentes métodos que existen para el diseño de estructuras, ya que eso va a permitir obtener un diseño de estructura de techo que garantice la seguridad de la estructura y prolongue su funcionamiento; mencionan que es indispensable conocer la resistencia a la fluencia y la ruptura a través de la calidad de los materiales que componen la estructura de un techo metálico, nosotros discrepamos en cuanto a la aplicación de varios métodos, porque dentro del presente estudio como en otros realizados con gran similitud el método LRFD ha demostrado precisión y exactitud al momento de la aplicación de las cargas y por ende el cálculo de la magnitud de resistencia requerida.

En la tesis titulada, “Análisis y Diseño Estructural en Acero, de una Nave Industrial con las especificaciones AISC Método LRFD 1993” el autor recomienda usar el método LRFD debido a que resulta más flexible en cuanto a opciones de diseño, ese método puede también llevar a tener estructuras más seguras con respecto al uso del diseño por esfuerzos permisibles de la combinación de cargas muertas y vivas al tratarlas como iguales; con

respecto a lo cual estamos totalmente de acuerdo ya que en nuestra tesis hemos podido considerar todas las cargas posibles y recomendadas por la Norma Técnica Nacional, y aplicarla a la estructura en estudio demostrado su resistencia a eventos naturales como viento, lluvia, y al peso de la propia estructura.

En la tesis titulada “Cálculo y Diseño Estructural de una Nave Industrial Aplicando La Normativa AISC en la Ciudad de Juliaca, Provincia De San Román” concluyeron con que una buena metodología incluye los diseños a compresión, tensión, corte, torsión, flexión y deflexión para los elementos en acero, concreto y pernos de anclaje. Indica además que trabajar con acero en la construcción de naves industriales suele ser más fácil y se puede realizar en menos tiempo ya que en general posee elementos que son prefabricados y son resistentes, y mantienen su durabilidad aún ante los diferentes cambios climáticos, además de ser reciclables, sin embargo recalca que se deben tomar medidas necesarias y realizar los estudios convenientes para obtener una respuesta favorable ante escenarios en los que el material resulte vulnerable como puede ser el fuego. Recomienda también un minucioso estudio para el diseño de los cimientos que van a soportar la nave industrial, con respecto a estas conclusiones estamos en acuerdo con los autores, ya que dentro de nuestro análisis concluimos también que es de vital importancia el estudio de suelos para el diseño de los cimientos, y columnas .

En la tesis titulada “Diseño Estructural de Acero del Techo Parabólico del Coliseo Polideportivo Ciudad Universitaria De Paturpampa Universidad Nacional De Huancavelica” el autor plantea utilizar una armadura de tipo arco parabólico, ya que por su estructura, permite techar extensas áreas que tienen luces y extensiones grandes en su construcción, además de tener mayor resistencia a diferentes tipos de cargas, conclusión con la estamos de acuerdo, porque una estructura en forma parabólica ofrece mejor calidad de resistencia a eventualidades como la fuerza del viento y la lluvia presentes en las localidades de la sierra, el mayor punto de apoyo se ubica en la unión del techo parabólico y la estructura de la columna, por lo que es importante también considerar los cálculos para estas estructuras, y la capacidad portante del suelo.

Saravia en su Trabajo Monográfico titulado “Análisis y Diseño a Tensión para Estructuras Metálicas basado en el Método de los Estados Límites” concluyó que el método de los estados límites (L.R.F.D.) utiliza factores de resistencia para mantener una baja probabilidad de falla y así evitar alcanzar el estado límite característico de la tipología del miembro en estudio, con lo que estamos plenamente de acuerdo.

V. CONCLUSIONES

Partiendo de la investigación realizada, basándonos en la observación de los resultados obtenidos; en la aplicación de la Normatividad del proceso del diseño estructural sismo resistente, planteamos las siguientes conclusiones:

- En cuanto al suelo identificado en zona estudio la capacidad portante es de 1.315kg/cm² para un ancho de zapata de 1.30m y los dimensionamientos están dentro de lo requerido.
- Los asentamientos diferenciales están por debajo de la admisible 1 pulgada.
- Con el método de LRFD se hizo el análisis de la estructura de techo metálico lo cual si pasa la resistencia ante eventos naturales sismoresistente de la estructura existente.
- La aplicación de las normas NTE E.030 y NTE E.090 usadas con el programa SAP 2000 para obtener la resistencia de la estructura existe es apto la estructura por que se encuentra dentro de los rangos permisibles.

5.1. Análisis del Diseño Sísmico Estructural

- 1) Es importante conocer la distribución de los elementos estructurales y conocer sobre que componentes se apoya el sistema, para nuestro caso particular la estructura metálica del techo, y poder analizar correctamente su capacidad de carga.
- 2) Al encontrarse la cumbre del techo analizado, por sobre los parámetros establecidos en la NTE, para las condiciones climáticas y geográficas del presente proyecto; se hace necesario aplicar la carga de viento con mayor análisis, estudio y minuciosidad, para una correcta aplicación de cargas sobre la estructura.
- 3) La utilización software SAP2000, contribuye eficazmente en el análisis de cargas ya que modela la estructura completa en 3D ; la aplicación de cargas se sujetan al AISC- LRFD.

VI. RECOMENDACIONES

- El propósito de esta tesis ha sido el chequeo de la estructura existente de la losa multideportiva de Aija-Ancash y compararla con la existente en expediente técnico con fines de evaluación de la estructura si esta cumple con los requisitos técnicos mínimos de la normas de estructuras del RNE, que ante un posible suceso sísmico tenga un comportamiento satisfactorio y cumplir con los principios y filosofías de la norma sismorresistente E.030 conocer el comportamiento de la estructura de techo metálico de la losa multideportiva de Aija, Ancash, ante un sismo para ver la resistencia sísmica incluyendo las fuerzas naturales, y es de suma importancia para los profesionales conocer y evaluar las estructuras de diferentes construcciones para evitar los accidentes y pérdidas humanas ya que hoy en día el mayor porcentaje de las construcciones se realizan sin consideraciones de las normas técnicas.
- Por otro lado, los profesionales estructuristas debe estar en constante actualización debido a que los reglamentos de construcción van sufriendo modificaciones en cuanto a las formulas, conceptos tolerancias de diseño y nuevas aportaciones por lo que este trabajo se debe actualizar de acuerdo a la reglamentación vigente.
- Fomentar más investigaciones referentes a análisis estructurales con estructuras metálicas, que existen en nuestra localidad, ya que es un capítulo de la ingeniería civil muy interesante pero poco estudiado.
- Fomentar la evaluación de los análisis y diseños de estructuras metálicas tipo naves industriales haciendo uso de normativas extranjeras y metodologías como la del LRFD y norma E090 del RNE, ya que estas investigaciones son escasas en nuestro medio.
- Que los gobiernos locales, fomenten este tipo de trabajos sobre sus obras, ya que conllevan un gran aporte a la comunidad, al tratarse de edificaciones de uso público.

REFERENCIAS

- BERMUDEZ, Carlos. *Curso Básico de Estructuras Metálicas*. 1º Edición. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, 2005. 77pp.
- CRISAFULLI, Francisco. *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. 5º Edición. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo, 2018. 208 pp.
- URBAN, Pascual. *Construcción de Estructuras Metálicas*. 4º Edición. Alicante: Imprenta Gamma, 2009. 473 pp.
- GIRALDO, Luis. *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de Albañilería confinada en la Ciudad de Huaraz – Año 2016*. Tesis (Ingeniero Civil). Huaraz: Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, 2018. 368 pp.
- ORIHUELA, J. & DÁVILA, R. *Cálculo y Diseño Estructural de una Nave Industrial aplicando la Normativa AISC, en la Ciudad de Juliaca, Provincia de San Román*. Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2016. 152 pp.
- QUINTO, César. *Diseño Estructural de Acero del Techo Parabólico del Coliseo Polideportivo Ciudad Universitaria de Paturpampa – Universidad Nacional de Huancavelica*. Tesis (Ingeniero Mecánico). Huancayo: Universidad Nacional del Centro del Perú, 2012. 115 pp.
- TAPIA, José. *Diseño Sismoresistente de una Edificación de Estructura Metálica de 4 pisos para uso comercial*. Tesis (Ingeniero Civil). Huancayo: Universidad Nacional del Centro del Perú, 2014. 180 pp.

ANEXOS

PANEL FOTOGRÁFICO

Fotografía 1. Vista panorámica de la visita a la ejecución de la obra del techo metálico de la losa multideportiva de Santa Rosa - Aija



Fotografía 2. Vista de las columnetas de concreto y las columnas de acero.



Fotografía 3. Vista del diseño estructural del techo metálico.



Fotografía 4. Vista panorámica de la visita de los autores, a la obra infraestructural del techo metálico



Fotografía 5: Evaluación de las zapatas y recojo de muestra de suelo



Fotografía 6: Evaluación de los pedestales.




Fotografía 7: Evaluación de los perfiles metálicos.



Fotografía 8: Evaluación de los tipos de soldadura.



10.1. Estudios de Suelo



D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
Abastecimiento de Agregados.
RUC: 20407759193

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO
(TEORÍA DE TERZAGHI)

SOLICITA : CIEZA MACEDO EYNER OMAR & LAZARTE TORRES BENITO
 PROYECTO : ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AJJA - DISTRITO DE AJJA - ANCASH
 UBICACIÓN : LUGAR : AJJA DISTRITO : AJJA PROVINCIA : AJJA REGION : ANCASH
 CALICATA : CA - 01 MUESTRA : MA - 01
 FECHA : SETIEMBRE DEL 2018 PROFUNDIDAD(m.): 1.80

CLASIFICACIÓN SUCS DE LOS SUELOS:

CA - C1
SM

Observaciones:
 Por las características de la clasificación de suelos del proyecto, se tiene los siguientes parámetros para el cálculo de la capacidad de carga del suelo.

Por Teoría de Terzaghi:
 Se conoce que para una cimentación corrida la capacidad de carga última es:

$$Q_u = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_y$$

Se ha asumido los siguientes parámetros para el cálculo:

c =	Cohesión de suelo.	0.105 Tn/m ²
γ =	Peso unitario del suelo.	1.530 Tn/m ³
Df =	Profundidad de la cimentación.	1.800 m.
B =	Ancho de la zapata de cimentación.	1.000 m.
Nc, Nq, Ny =	Factores de capacidad de carga.	
φ =	Ángulo de fricción interna del suelo.	25.0 °


Referencia: cimentaciones de concreto armado.

Para φ =	25.0 °	Nc =	20.72
		Nq =	10.86
		Ny =	5.76

Qu	=	36.71 Tn/m ²
F.S	=	3.00
Qa	=	Qu/F.S
Qs	=	12.24 Tn/m ²
Qa	=	1.22 Kg/cm ²

Presión admisible del Terreno Asumido:
 Qa = 1.22 Kg/cm²

NOTA : LOS RESULTADOS FUERON CALCULADOS POR EL USUARIO PARA SU RESPECTIVA PROYECTO EN AUTONOMÍA



Jr. Soledad N° 1345 Barrio La Soledad Huaraz - Ancash Telf. (043) 222263 Cel. 943-953072 / 950827007
 E-mail: david_azuma@hotmail.com



D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayos de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
Abastecimiento de Agregados.



RUC: 20407759193

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D-2216

SOLICITA : CIEZA MACEDO EYNER OMAR & LAZARTE TORRES BENITO
 PROYECTO : ANALISIS DEL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METALICO DE LA LOBA MULTIDEPORTIVA DE
 AWA - DISTRITO DE AWA - ANCASH
 UBICACION : LUGAR DISTRITO PROVINCIA REGION
 AWA AWA AWA ANCASH
 CALIGATA : CA - 01 MUESTRA : MA - 01
 FECHA : SETIEMBRE DEL 2018 PROFUNDIDAD(m.): 1.80

FCZO		CA - 01	
MUESTRA		MA - 01	
PROFUNDIDAD (m)		1.80	
FRASCO N°		01	02
(1) P _{ts} + P.S.H. (gr)		283.46	264.51
(2) P _{ts} + P.S.S. (gr)		260.46	251.54
(3) Agua (gr) (1) - (2)		13.00	12.97
(4) P _{fr} (gr)		101.27	102.43
(5) P.S.S. (gr) (2) - (4)		149.19	149.16
(6) C. Humedad (%) (3) / (5)		8.71	8.67
CONTENIDO DE HUMEDAD PROMEDIO		8.69	

Nota P_{fr} = Peso del frasco
 P.S.H. = Peso del suelo húmedo
 P.S.S. = Peso del suelo seco
 Agua = Peso del agua

NOTA: Los resultados fueron verificados con el método 2216 de los procedimientos propios de laboratorio.





D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
 Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
 Abastecimiento de Agregados.
 RUC: 20407759193

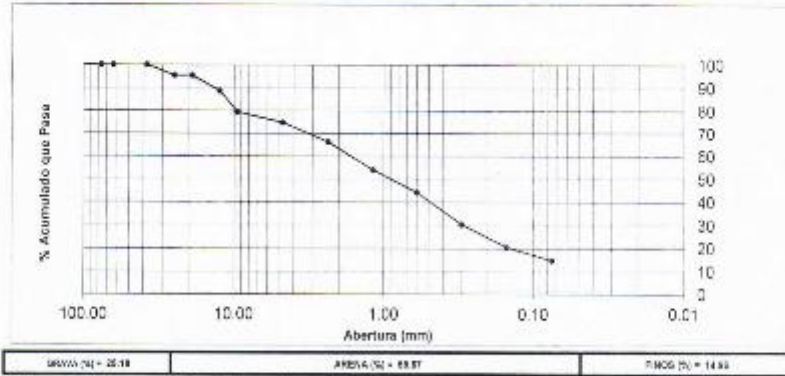


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO CLASIFICACIÓN ASTM D-421

SOLICITA : CIEZA MACEDO EYNER OMAR & LAZARTE TORRES BENITO
 PROYECTO : "ANÁLISIS DEL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METALICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AJJA - DISTRITO DE AJJA - ANCASH"
 UBICACIÓN : LUGAR : AJJA DISTRITO : AJJA PROVINCIA : AJJA REGION : ANCASH
 CALICATA : CA - 01 MUESTRA : MA - 01
 FECHA : SETIEMBRE DEL 2018 PROFUNDIDAD(m.): 0.50
 PESO INICIAL SECO : 2868.50 gr. % QUE PASA MALLA N° 200 : 14.96
 PESO LAVADO SECO : 2642.56 gr. % RETENIDO MALLA N° 200 : 0.00

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido Percent	% Retenido Acumulado	% Acumulado Que Pasa
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	136.16	4.75	4.75	95.25
3/4"	19.000	0.00	0.00	4.75	95.25
1/2"	12.500	201.51	6.74	11.49	88.51
3/8"	9.500	276.40	9.21	20.70	79.30
N° 4	4.750	138.50	4.71	25.41	74.59
N° 10	2.000	255.70	8.49	33.90	66.10
N° 20	0.850	371.00	12.42	46.32	53.68
N° 40	0.425	745.50	25.65	71.97	28.03
N° 60	0.250	414.00	13.87	85.84	14.16
N° 100	0.150	224.30	7.44	93.28	6.72
N° 200	0.075	155.00	5.25	98.53	1.47
> N° 200	0.075	0.00	0.00	98.53	1.47
TOTAL		2642.56	89.04		

Resumen de Datos	
% que pasa N° 2	100.00
% que pasa N° 4	95.25
% que pasa N° 200	14.96
L.L.	16.70
U.P.	14.25
I.P.	7.45
U10	
D90	
D60	
D30	
D15	
W (%)	0.00
GRAVA (%)	25.15
ARENA (%)	52.87
FINOS (%)	14.96



NOTA: Los resultados fueron obtenidos por el método de tamizado en el laboratorio de ensayos de suelos de la empresa D&D S.A.C.

COLEGIADO EN INGENIERIA DEL PERU
 Augustin E. ...
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 10520



D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
Abastecimiento de Agregados.



RUC: 20407759193

PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (S_s) - ASTM D854

SOLICITA : DIEZA MACEDO EYNER OMAR & LAZARTE TORRES BENITO
 PROYECTO : *ANÁLISIS DEL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METALICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AJA - DISTRITO DE AJA - ANCASH
 UBICACIÓN : LUGAR : BARRIO LA SOLEDAD PROVINCIA : AJA REGION : ANCASH
 CALICATA : CA - 01 MUESTRA : MA - 01
 FECHA : SETIEMBRE DEL 2018 PROFUNDIDAD(m.): 1.80

POZO	CA - 01		
MUESTRA	MA - 01		
(1) Peso del frasco Vol. + Peso Suelo Seco (gr)	92.40	93.78	86.29
(2) Peso del frasco Volumétrico (gr)	48.70	42.50	44.50
(3) Peso del Suelo Seco (gr)	43.70	51.28	40.40
(4) Peso del frasco + Peso Suelo Seco + P. de agua (gr)	135.40	137.90	130.00
(5) Peso del frasco Vol. + P. del agua	155.35	148.00	152.00
(6) Peso Especifico Relativo de Sólidos	1.45	1.88	1.02
PESO ESPECIFICO PROMEDIO	1.88		

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TOMADAS POR EL INTERESADO PARA SU RESISTENCIA EN UN LABORATORIO

COLEGIO INGENIEROS DEL PERU
 Augusto Edmundo Rodríguez Lobato
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 12525



D&D S.A.C.

Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
 Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
 Abastecimiento de Agregados.
 RUC: 20407759193



LIMITES DE CONSISTENCIA

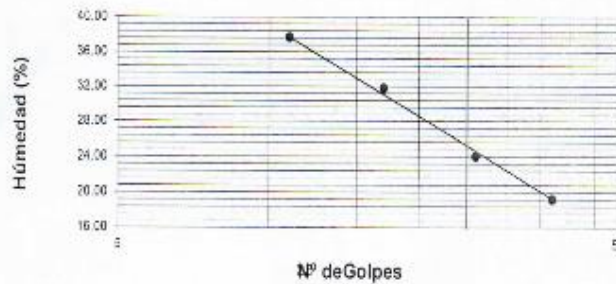
DETERMINACION DE LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO ASTM D-423 - D-424

SOLICITA	:	CIEZA MACEDO EYNER OMAR & LAZARTE TORRES BENITO		
PROYECTO	:	ANALISIS DEL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METALICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AJJA - DISTRITO DE AJJA - ANCASH		
UBICACION	:	LUGAR	DISTRITO	PROVINCIA REGION
		AJJA	AJJA	AJJA ANCASH
CALICATA	:	CA - 01	MUESTRA	MA - 01
FECHA	:	SEPTIEMBRE DEL 2015	PROFUNDIDAD(m.)	1.50

Ensayo	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
	A	B	C	D	1	2	3
Frasco N°							
N de Golpes	11	17	26	37			
(1) Ph + P.S.H. (gr)	37.25	34.05	30.45	32.54	24.22	27.15	26.27
(2) Ph + P.S.S. (gr)	34.23	32.21	29.63	31.65	23.76	26.22	27.18
(3) Agua (gr) (1)-(2)	3.02	1.84	0.83	0.89	0.45	0.93	1.09
(4) Ph (gr)	25.22	26.43	26.18	26.51	21.56	21.37	21.36
(5) P.S.S. (gr) (2)-(4)	6.01	5.78	3.45	5.14	2.40	4.55	5.80
(6) G. Humedad (%) (3)/(4)	37.70	31.83	24.06	19.27	19.17	18.22	18.75

28.22

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



Limite Liquido (L.L.) = 23.23	Limite Plastico (L.P.) = 19.06	Indice Plastico (I.P.) = 5.17
-------------------------------	--------------------------------	-------------------------------

NOTA

Las muestras fueron tomadas por el interesado con la respectiva presencia en laboratorio.

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
 Auguste Bousset Fajardo Centro
 Ingeniero Civil
 D.P. H. Tarma

10.2. Ficha de Recolección de Datos

FICHA DE RECOJO DE DATOS DE CAMPO

Dimensiones	Indicadores	Escala de medición	EJE A																
			C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11						
CIMENTACION	Capacidad Portante del Suelo	kg/cm2	A.22																
	Zapatas																		
	largo	Metro	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	
	ancho	Metro	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
	alto (espesor de zapata)	Metro	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
	profundidad	Metro	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	Resistencia de concreto	kg/cm2	210																
observaciones: POSEE ADICIONALMENTE 8 ANCLAJES DE 2 METROS DE PROFUNDIDAD, PARA DAR MAYOR RESISTENCIA A LA DISTENSIÓN.																			

Dimensiones	Indicadores	Escala de medición	EJE B															
			C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22					
CIMENTACION	Capacidad Portante del Suelo	kg/cm2	A.22															
	Zapatas																	
	largo	Metro	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	ancho	Metro	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
	alto (espesor de zapata)	Metro	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
	profundidad	Metro	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
	Resistencia de concreto	kg/cm2	210															
observaciones:																		

FICHA DE RECOJO DE DATOS DE CAMPO

Componente	Indicadores	Escala de medición	EJE A													
			C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11			
PEDESTAL DE CONCRETO	Largo	m	0.50	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50	0.51	0.51	0.50	0.50	0.51	0.51	0.51	0.51
	Ancho	m	0.45	0.46	0.45	0.45	0.46	0.45	0.46	0.46	0.45	0.45	0.46	0.45	0.45	0.46
	Alto	m	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
	Diametro de acero	pulg	3/4 - 5/8													
	Longitudinal	pulg	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8

observaciones: TODAS LAS PEROSTAS VAN A ACEROS LONGITUDINALES A LOS EXTREMOS 3 DE C/LADO DE 3/4" Y 4 ACEROS CENTRALES DE 5/8"

Componente	Indicadores	Escala de medición	EJE B													
			C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22			
PEDESTAL DE CONCRETO	Largo	m	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	Ancho	m	0.45	0.46	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.46
	Alto	m	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
	Diametro de acero	pulg	3/4 - 5/8													
	Longitudinal	pulg	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8

observaciones: TODAS LAS PEROSTAS VAN A ACEROS LONGITUDINALES A LOS EXTREMOS DE 3/4" (3 C/LADO) Y 04 ACEROS EN EL CENTRO DE 5/8"

FICHA DE RECOJO DE DATOS DE CAMPO

Dimensiones	Indicadores	Escala de medicion	EJE A													
			C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11			
COLUMNAS DE ACERO	Largo	Metro	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	Ancho	Metro	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	Alto	Metro	3.00	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	Espesor de acero	mm	8.00													
observaciones:																

Dimensiones	Indicadores	Escala de medicion	EJE B													
			C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22			
COLUMNAS DE ACERO	Largo	Metro	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	Ancho	Metro	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	Alto	Metro	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
	Espesor de acero	mm	8.00													
observaciones:																

FICHA DE RECOJO DE DATOS DE CAMPO

Dimensiones	Indicadores	Escala de medicion	VIGAS TIPO 1																					
			V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11											
VIGAS ARCO ACERO	Largo	Metro	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28			
	Ancho	Metro	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4			
	Peralte	Metro	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4		
	Radio de arco	Metro	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5		
	ANGULOS DE ACERO DE 2"X2"3/16" X 6 m	pza.	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18		
	ACERO LISO EN VARILLAS DE 1/2" X 6 m	pza.	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	
	PLATINA DE FIERRO NEGRO DE 1/4X2"X6 m	pza.	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
	PLANCHA METALICA A-36 (e=3/8" , cubre los laterales 20 x 30	pza.	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	PERNO DE ACERO DE 3/4"x0.25 M.,ARANDELA Y TUERCA	pza.	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
	observaciones:																							

FICHA DE RECOJO DE DATOS DE CAMPO

Dimensiones	Indicadores	Escala de medicion	Resultado
TEMPLADOR	Largo	metro	26.70
	Diametro de acero	pulg	3/4
	Distanciamiento entre templadores	Metro	5.50
	Cantidad	pza.	11
TIRANTE	Largo	metro	5.0 max
	Diametro de acero	pulg	1/2
	Distanciamiento entre Tirantes	Metro	6
	Cantidad	pza.	11
VIGUETAS TRANSVERSAL	Largo	metro	60
	Diametro de acero	pulg	3/8
	Distanciamiento entre Viguetas	Metro	1.40
	Cantidad	pza.	20
observaciones:			

FICHA DE RECOJO DE DATOS DE CAMPO

Dimensiones	Indicadores	Escala de medicion	Resultado
Cobertura de calaminon	Espesor de calamina	mm	0.4
	Tipo de material	Tipo de material	Aluzinc
	Dimensiones de canaleta	metro	5 cm
observaciones:			

DOCUMENTOS DE SIMILITUD

 **UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"Análisis del diseño sísmico estructural del techo metálico de la losa multideportiva de Aija, Ancash - 2018"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Lynner Omar Cieza Macedo
Benito Lazarte Torres

ASESOR:

Ing. Rivera Tena Felix

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Diseño Sísmico Estructural

HUARAZ - PERÚ

2018




Resumen de coincidencias ✕

22 %

1	documents.mx Fuente de Internet	10 % >
2	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	3 % >
3	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	1 % >
4	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	1 % >
5	www.scribd.com Fuente de Internet	1 % >
6	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 % >
7	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 % >
8	de.slideshare.net Fuente de Internet	<1 % >

Acta de aprobación de originalidad de tesis

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código	: F06-PP-PR-
		Versión	: 02.02
		Fecha	: 09
			: 23-03-2018
		Página	: 1 de 1

Yo, Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY Docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Huaraz, revisor (a) de la tesis titulada:

“ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AIJA, ANCASH - 2018”, del (de la) estudiante CIEZA MACEDO, EYNER OMAR constato que la investigación tiene un índice de similitud de 22% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Huaraz, 10 de diciembre de 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY

DNI: 40711879





ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS

Código : F06-PP-PR-
Versión : 02.02
Fecha : 09
Página : 23-03-2018
1 de 1

Yo, Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY Docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Huaraz, revisor (a) de la tesis titulada:

“ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AIJA, ANCASH - 2018”, del (de la) estudiante LAZARTE TORRES, BENITO constato que la investigación tiene un índice de similitud de 22% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.


Huaraz, 10 de diciembre de 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY

DNI: 40711879

Autorización de publicación de tesis en repositorio institucional UCV

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL UCV	Código : F08-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo CIEZA MACEDO, EYNER OMAR identificado con DNI N° 41465444 Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (X) , No autorizo () la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado : "ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AIJA, ANCASH - 2018"; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art.23 y Art. 33.

Fundamentación en caso de no autorización:

.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....


.....
Firma

DNI: 41465444
FECHA: 16 de DICIEMBRE del 2018



**AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE TESIS
EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL UCV**

Código : F08-PP-PR-02.02
Versión : 09
Fecha : 23-03-2018
Página : 1 de 1

Yo LAZARTE TORRES, BENITO identificado con DNI N° 80123666 Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (X) , No autorizo () la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado : "ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AIJA, ANCASH - 2018"; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art.23 y Art. 33.

Fundamentación en caso de no autorización:

.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....

.....
Firma

DNI: 80123666

FECHA: 16 de Diciembre del 2018



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:
CIEZA MACEDO, EYNER OMAR

INFORME TÍTULADO:

“ ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AIJA, ANCASH - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Domingo, 16 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: Quince (15)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

LAZARTE TORRES, BENITO

INFORME TÍTULADO:

“ ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL TECHO METÁLICO DE LA LOSA MULTIDEPORTIVA DE AIJA, ANCASH - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Domingo, 16 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: Quince (15)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL