

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LA
CONSTRUCCIÓN DE COBERTURA BAJO LA NORMA
E.030 EN UNA I.E. DE LA PROVINCIA DE YAULI**

PRESENTADO POR:

Bach. YARASCA MANDUJANO, Maria Cristina

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN INSTITUCIONAL:

Nuevas Tecnologías y Procesos

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERA CIVIL

HUANCAYO – PERÚ

2022

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LA
CONSTRUCCIÓN DE COBERTURA BAJO LA NORMA
E.030 EN UNA I.E. DE LA PROVINCIA DE YAULI**

PRESENTADO POR:

Bach. YARASCA MANDUJANO, Maria Cristina

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN INSTITUCIONAL:

Nuevas Tecnologías y Procesos

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERA CIVIL

HUANCAYO – PERÚ

2022

ING.CARLOS ALBERTO GONZALES ROJAS
ASESOR

DEDICATORIA

A Dios por ser mi refugio ante cualquier obstáculo, a mis padres por ser mi soporte y fortaleza guiándome siempre por el camino del bien.

Bach. Yarasca Mandujano María Cristina

AGRADECIMIENTO

A dios por permitirme vivir llegar a este momento.

A la facultad de ingeniería, por inculcarme la formación profesional.

A mi madre Amparo por guiar y educarme con los mejores valores.

A mi padre Elmer por estar y ser mi consejero en cada decisión de crecimiento profesional.

A mis hermanos por acompañarme en el transcurso de este camino y darme los ánimos de lograr mis metas.

Bach. Yarasca Mandujano María Cristina

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

DR. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA
PRESIDENTE

Ing. Julio Fredy Porras Mayta
JURADO

Ing. Rando Porras Olarte
JURADO

Ing. Carlos Gerardo Flores Espinoza
JURADO

Mg. LEONEL UNTIVEROS PEÑALOZA
SECRETARIO DE DOCENTE

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	iv
HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS.....	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABLA	xiii
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
INTRODUCCIÓN.....	xvi
CAPÍTULO I:	17
EL PROBLEMA DE INVESTIGACION	17
1.1. Planteamiento del problema.....	17
1.2. Formulacion y sistematizacion del problema	18
1.2.1. Problema general	18
1.2.2. Problemas específicos.....	18
1.3. Justificación	18
1.3.1. Practica o Social.....	18
1.3.2. Científica o Teorica	19
1.3.3. Metodologica	19
1.4. Delimitación.....	19
1.4.1. Espacial.....	19
1.4.2. Temporal.....	19
1.4.3. Económica	20
1.5. Limitaciones.....	20
1.6. Objetivos.....	20
1.6.1. Objetivo general.....	20
1.6.2. Objetivos específicos	20
CAPÍTULO II	21
MARCO TEÓRICO.....	21

2.1.1.	Antecedentes	21
2.1.2.	Antecedentes internacionales.....	21
2.1.3.	Antecedentes nacionales	22
2.2.	Marco conceptual.....	24
2.2.1.	Vigas reticuladas:.....	24
2.2.2.	Tipos de reticulados	25
2.2.3.	Los tipos de reticulados pueden ser:	25
2.2.4.	Partes de viga reticulada	28
2.2.5.	Resistencia requerida de las barras	29
2.2.6.	Formas seccionales de barras.....	29
2.2.7.	Nudos.....	30
2.2.8.	Deformaciones	30
2.3.	Definición de terminos.....	31
2.4.	Hipótesis	33
2.4.1.	Hipótesis general:	33
2.4.2.	Hipótesis específicas:.....	33
2.5.	Variables:.....	33
2.5.1.	Definición conceptual de la variable:	33
2.5.2.	Definición operacional de la variable	34
2.5.3.	Operacionalización de la variable:.....	34
	Análisis de trama en ULS.....	34
	CAPÍTULO III	36
	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	36
3.1.	Método de investigación	36
3.2.	Tipo de investigación.....	36
3.3.	Nivel de investigación	36
3.4.	Diseño de investigación.....	37
3.5.	Población y muestra.....	37
3.5.1.	Población	37
3.5.2.	Muestra	38

3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	38
3.7.	Procesamiento de la información:.....	38
3.8.	Técnicas y análisis de datos:	38
	CAPÍTULO IV	39
	RESULTADOS	39
4.1.	Generalidades:	39
4.2.	Análisis estructural	39
4.2.1.	Análisis estructural por carga vertical	40
4.2.2.	Análisis por cargas permanentes o muertas.....	40
4.2.3.	Análisis por sobre cargas o cargas vivas.	40
4.2.4.	Software utilizado	41
4.3.	Códigos y normas	42
4.3.1.	Cargas.....	43
4.3.2.	Diseños.....	43
4.4.	Aspectos generales de diseño	43
4.4.1.	Acero.....	46
4.5.	Parametros de diseño	46
4.5.1.	Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes	46
4.5.2.	Fuerza cortante en la base.....	46
4.6.	Categoría, sistema estructural y regularidad de la edificación	47
4.6.1.	Categoría de edificación y factor de uso (U)	47
4.6.2.	Sistema estructural.....	49
4.6.3.	Categoría y sistema estructural	49
4.6.4.	Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	
(Ro)	50	
4.6.5.	Regularidad estructural	51
4.7.	Análisis y diseño estructural	52
4.7.1.	consideraciones generales.....	52
4.8.	Procedimientos de análisis sísmico.....	52
4.8.1.	Análisis Estático	52

4.8.2.	Desplazamientos	52
4.8.3.	Relaciones de esbeltez límite	53
4.8.4.	Diseño de elementos en compresión.....	53
4.9.	Modelamiento en el programa sap 2000 del módulo de cobertura.....	54
4.9.1.	Propiedades de los materiales concreto	54
4.9.2.	Acero.....	55
4.10.	Estimación de cargas	58
4.11.	Combinación de cargas.....	60
4.11.1.	Modelamiento en el programa SAP 2000.....	61
4.12.	Resultados.....	68
4.12.1.	Diseño de los elementos estructurales:	68
4.12.2.	Diseño de brida superior	70
4.12.3.	Diseño de diagonales	72
4.12.4.	Diseño de correas.....	74
4.12.5.	Diseño de cajon de apoyo	76
4.12.6.	Diseño de templador	76
4.12.7.	Diseño de colgador	77
4.12.8.	Diseño de tensor de techo	79
4.12.9.	Diseño de anclaje	80
4.12.10.	Diseño de pedestal	82
	CAPÍTULO V	83
	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	83
	CONCLUSIONES	84
	RECOMENDACIONES	85
	BILIOGRAFIA	86
	ANEXOS.....	88
	Anexos 1: Matriz de Consistencia	89
	Anexos 2: Matriz de operacionalización de variables	91
	Anexos 3: Panel Fotográfico	92
	Anexos 4: codigo fuente del Programa SAP.....	98

Anexos 5: Planos	101
-------------------------------	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Modelo pratt	26
Figura 2 Modelo Howe	26
Figura 3 Modelo Warren.....	27
Figura 4 Modelo tipo rombo	27
Figura 5 Modelo tipo iglesia.....	27
Figura 6 Modelo tipo diente de sierra.....	28
Figura 7 Uniones de soldadura	29
Figura 8 Elementos estructurales y su comportamiento	31
Figura 9 Esquema del diseño de la investigación	37
Figura 10 Fuerza Cortante en la Base.....	46
Figura 11 Fuerza Sísmica en Altura	47
Figura 12 Disposiciones general.....	54
Figura 13 Vista plano de planta	55
Figura 14 Vista en perfil	55
Figura 15 Diseño preliminar	56
Figura 16 Predimensionamiento de la altura arco	57
Figura 17 Predimensionamiento de la altura de la flecha del arco	57
Figura 18 Estructuración Final del Módulo.....	58
Figura 19 Cargas vivas mínimas repartidas.....	58
Figura 20 Vista planta del techo	61
Figura 21 Previsualización del techo de cobertura	61
Figura 22 Definición de los materiales en el programa SAP 2000.....	62
Figura 23 Asignando las propiedades de los materiales, Columna de 20x20x2mm y A36. 62	62
Figura 24 Definiendo brida superior rec de 40x60x2 “	63
Figura 25 Definiendo la brida inferior 3x3x2mm.....	63
Figura 26 Definición de diagonal rec 1 ½”x1 ½”x2mm.....	64

Figura 27 Definición de correa de REC 40x60x2mm	64
Figura 28 Asignando las secciones de los elementos estructurales,	65
Figura 29 Definición de cargas para el complejo deportivo.....	65
Figura 30 Asignando las cargas de viento X+.....	66
Figura 31 Asignando las cargas de viento X-.....	66
Figura 32 Asignando las cargas vivas sobre techo según norma es de 50 kg/m2	67
Figura 33 Definición de Combinación de Cargas.....	67
Figura 34 Diseño de brida inferior.....	68
Figura 35 Definiendo la condición de esbeltez.....	68
Figura 36 Diseño de brida superior.....	70
Figura 37 Diseño de Diagonales.....	72
Figura 38 Diseño de correas	74
Figura 39 Diseño de cajón de apoyo.....	76
Figura 40 Diseño de templador.....	76
Figura 41 Diseño de colgador.....	77
Figura 42 Para un análisis no lineal.....	79
Figura 43 Diseño del anclaje	80
Figura 44 diseño de pedestales	82

ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1 Operacionalización de la variable independiente.	34
Tabla 2 Factores de carga para diseño en CA Norma E060	44
Tabla 3 Factores de reducción de resistencia Norma E.060	44
Tabla 4 Categoría de las edificaciones y factor “U”	47
Tabla 5 Categoría y sistema estructural de las edificaciones.....	50
Tabla 6 Sistemas estructurales.....	51
Tabla 7 Límites para las distorsión del entrepiso	53
Tabla 8 Combinación de Cargas	60
Tabla 9 Datos de SAP 2000	80

RESUMEN

Esta investigación tuvo como problema general: ¿Cómo diagnosticar la estructura propuesta de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, bajo la norma e.030 del rne de la obra construcción?, de donde se definió el objetivo general: Realiza una evaluación de la estructura propuesta existente de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, bajo la norma e.030 del rne de la obra construcción., así mismo se planteó la siguiente hipótesis general: Una adecuada evaluación de la estructura propuesta de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, tendrá efectos durante su ejecución., Con respecto a la metodología se utilizó el método científico, tipo de investigación aplicada nivel de investigación es descriptivo y su diseño de investigación no experimental, en lo concerniente a la población para el caso de esta investigación se definió la población por los centros educativos de la provincia de Yauli del departamento de Junín y para la muestra fue no probabilística, el tipo de muestreo fue por conveniencia, según Carrasco (2005, p. 243) considera “el investigador selecciona sobre la base de su propio criterio las unidades de análisis”, para nuestro caso la muestra estuvo constituida por el IE 4 de diciembre Santa Barbara de Carhuacayan, distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, todo esto llevó a la conclusión general: donde se llega a concluir que la brida superior se plantea el uso de un perfil tubular A36 HSS 40X60X2mm y no un perfil de HSS 2”X2”X2mm como se muestra en los planos volviéndolo esto muy sobre esforzado, así como en la brida inferior se plantea el uso de un perfil tubular A36 HSS 3”X3”X2mm y no un perfil de HSS 2”X2”X2mm como se muestra en los planos volviéndolo esto muy sobre esforzado, para esto se propone para los travesaños y los diagonales se planteó utilizar un perfil tubular A36 HSS 1 1/2”X1 1/2”X2mm tanto en compresión y tracción respectivamente para la estructura de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan.

Palabras clave: evaluación y reforzamiento de la construcción de de cobertura

ABSTRACT

This research had as a general problem: How to diagnose the proposed structure of the EI December 4 of the Santa Barbara de Carhuacayan district, Yauli province, Junín department, under standard e.030 of the construction site? The general objective was defined: An evaluation of the existing proposed structure of the EI December 4 of the Santa Barbara de Carhuacayan district, Yauli province, Junín department, under standard e.030 of the construction site. The following general hypothesis was raised: An adequate evaluation of the proposed structure of the EI December 4 of the Santa Barbara de Carhuacayan district, Yauli province, Junín department, will have effects during its execution. The scientific method, type of applied research level of investigation is descriptive and its design of non-experimental research, with regard to the population for the case of e This research defined the population by the educational centers of the Yauli province of the Junin department and for the sample it was non-probabilistic, the type of sampling was by convenience, according to Carrasco (2005, p. 243) considers “the researcher selects the units of analysis on the basis of his own criteria,” for our case the sample was made up of the IE December 4 santa barbara de carhuacayan, district of santa barbara de carhuacayan, province yauli, department of June, all this led to the general conclusion: where it is concluded that the upper flange is proposed to use an A36 HSS 40X60X2mm tubular profile and not a 2 ”X2” X2mm HSS profile as shown in the plans, making it very overstressed, as well as in the lower flange, the use of an A36 HSS 3 ”X3” X2mm tubular profile is proposed and not a 2 ”X2” X2mm HSS profile as shown in the drawings, making it very overstressed. proposes for the cross members and the diagonals it was proposed to use a tubular profile A36 HSS 1 1/2 ”X1 1/2” X2mm both in compression and traction respectively for the structure of the EI December 4 of the district of Santa Barbara de Carhuacayan.

Keywords: evaluation and reinforcement of hedging construction

INTRODUCCIÓN

La población estudiantil en las Instituciones Educativas (I.E.) del Perú ha sufrido un incremento considerable en los últimos años, motivo por el cual es necesario mejorar la infraestructura y ampliar las capacidades de los ambientes de las I.E. 4 de diciembre – santa barbara de carhuacayan de la provincia de Yauli del departamento de Junin a fin de ampliar sus ambientes educativos se presenta la evaluacion y reforzamiento de la construcción de de cobertura bajo la norma e.030 destinada para la poblacion estudiantil del centro educativo y para una una mejor comprensión esta investigación se divide en cinco capítulos, los mismos que están desarrollados de la siguiente manera:

- ❖ **En el Capítulo I:** En el presente capitulo se ha planteado la problemática, así como los problemas específicos, el objetivo general, los objetivos específicos, así como sus delimitaciones y limitaciones de la presente investigación.
- ❖ **En el Capítulo II:** en este capítulo se desarrollará el marco teórico donde se mostrará los estudios previos entre los que están los nacionales e internacionales y la teoría básica para el planteamiento del marco teórico, así como unas definiciones puntuales de los conceptos, para posteriormente llegar a plantearnos las hipótesis, para posterior se mostrarán la operacionalizacion de las variables a estudiar.
- ❖ **En el Capítulo III:** Este capítulo detalla la metodología empleada en el desarrollo de la investigación, así como las técnicas e instrumentos utilizados en la investigación.
- ❖ **En el Capítulo IV:** Este capítulo desarrolla el análisis de los datos recolectados y la interpretación respectiva de todos los valores obtenidos y su respectivo comparativo con los valores de norma establecida.
- ❖ **En el Capítulo V:** En este capítulo se la compatibilidad con investigaciones correlacionadas con el tema manteniendo un criterio y un enfoque en relación a los datos obtenidos.

Bachiller: Yarasca Mandujano María Cristina

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1. Planteamiento del problema

El módulo de la I.E. 4 diciembre Se realizarán análisis por cargas de gravedad y sismo de acuerdo a las normas de estructuras del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) para ambas propuestas. Para evaluar el reforzamiento y diseño de los nuevos elementos estructurales se estudiará el comportamiento estructural del módulo bajo cargas sísmicas de la mejor alternativa planteada que mejore el comportamiento de la edificación hasta cumplir con las exigencias de las normas.

Los criterios para la elección de la mejor alternativa de reforzamiento consistirán en la economía, factibilidad constructiva, y se priorizará realizar las intervenciones mínimas necesarias para finalmente se hará una comparación de resultados entre la mejor alternativa de reforzamiento y la propuesta.

El presente estudio nace como resultado de una necesidad sentida y por iniciativa de la comunidad educativa del nivel Primario y Secundario de la localidad de Carhuacayan; la misma que se concentrará con el financiamiento por parte de municipalidad Distrital de Carhuacayan, además de ello el proyecto se enmarca en el Plan de Desarrollo Concertado del Distrito.

El proyecto consiste en mejorar los servicios deportivos de la institución educativa de nivel primario y secundario del Distrito de Carhuacayan. Todo ello con la finalidad de crear y mantener entornos y ambientes saludables que apoyen y favorezcan la salud de los niños y jóvenes a través de las actividades deportivas. El proyecto de arquitectura e ingeniería en su conjunto garantiza su durabilidad por contener las características técnicas normativas para este tipo de obra.

1.2. Formulación y sistematización del problema

1.2.1. Problema general

¿Cómo diagnosticar la estructura propuesta de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, bajo la norma E.030 del RNE de la obra construcción?

1.2.2. Problemas específicos

- a) ¿Cómo estabilizar la estructura propuesta bajo la norma de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín?

- b) ¿Cuáles serán los resultados de la estructura propuesta y la reforzada bajo la norma E.030 del RNE de la obra construcción IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín?

1.3. Justificación

1.3.1. Práctica o Social

La investigación se enmarca dentro de la tecnología y las Normas norma 030 del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE, el aporte justificativo es, que parte de lo aplicado tecnológicamente, está en un proceso de incorporación y aplicación dentro de la Ingeniería Peruana, con la presente investigación, se estipulará una metodología de cálculo, diseño y comparación para el reforzamiento de las estructuras que requieren el distrito de Santa Barbara de Carhuacayan y pueda servir de modelo para construcciones similares al beneficio de sus respectivas comunidades.

1.3.2. Científica o Teórica

La información obtenida, así como la procesada servirá para base teórica para futuras investigaciones similares o de punto de inicio para ampliar el conocimiento científico referido al tema a investigar y de esa manera enriquecer el marco teórico y/o cuerpo de conocimientos que existe sobre el tema en mención, para la evaluación de pavimentos flexibles en su evaluación periódica que se requiere para sus respectivos mantenimientos.

1.3.3. Metodológica

Se justifica a través de la aplicación de una nueva concepción tecnológica u modelo constructivo basado en la norma E030, E020, E050, E070 y las que están en el reglamento de edificación del Perú en el campo de la ingeniería Civil estructural, teniendo en cuenta que la tecnología tradicional que se ha aplicado no garantiza estructuralmente las edificaciones, lo que se trata es de aplicar la norma para realizar los diseños sismorresistentes en edificaciones.

1.4. Delimitación

1.4.1. Espacial

La delimitación espacial está comprendido:

- Región : Junín
- Provincia : Yauli
- Distrito : Santa Bárbara de Carhuacayán
- Lugar : Santa Bárbara de Carhuacayán

1.4.2. Temporal

La presente investigación se realizará entre el mes de noviembre de 2021 y febrero de 2022.

.

1.4.3. Económica

La presente investigación se realizó con los gastos propios del investigador, que asiendo a s/. 3,800.00 soles.

1.5. Limitaciones

Las limitaciones presentadas, no se tuvieron limitaciones trascendentales.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Realiza una evaluacion de la estructura propuesta existente de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, bajo la norma e.030 del rne de la obra construcción.

1.6.2. Objetivos específicos

- a) Proponer un reforzamiento en la estructura propuesta bajo la norma E.030 del RNE de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín.

- b) Evaluar los resultados de la estructura propuesta y la reforzada bajo la norma E.030 del RNE de la obra construcción IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.1. Antecedentes

2.1.2. Antecedentes internacionales

- a) **Zeballos Santiago (2017)** en su investigación “Propuesta de reforzamiento de techos metalicos para el centro de asistencia medica en la provincia de santander para la poblacion vulnerable”, aportaron un sistema constructivo con adobe ayudando al reglamento e implementación en el país de Colombia, mejorando las propiedades del adobe, adicionando materias para aumentar sus características, logrando finalmente determinar una cantidad y una longitud óptimas de fibra vegetal (fibra de fique) para realizar los ensayos de las probetas de adobe con fibra. y como conclusiones de los modificados con fique, demuestran un mejor comportamiento ante esfuerzos y deformaciones comparado con otras mezclas (emulsión asfáltica y cal) ante un adobe sin modificar. Los resultados obtenidos fueron: resistencia promedio de 30,000 kg y un esfuerzo a la compresión promedio de 26.8 kg/cm² lo cual demuestra un aumento aproximado de 25.1% en la resistencia a la compresión que presenta una unidad de adobe sin modificar.
- b) **Espinoza Zambrano, Macías; Espinoza Zambrano, Ana Cristina (2018)** en su trabajo de investigación titulada “El análisis y diseño estructural de un bloque de aulas y baterías sanitarias correspondiente al proyecto “ciudad cultura a ubicarse en los predios de la casa de la cultura ecuatoriana núcleo de Manabí, de la ciudad de

Portoviejo; y su incidencia en su respectiva implementación”. Cuyo objetivo fue determinar el análisis y diseño estructural de un bloque de aulas y baterías sanitarias correspondiente al proyecto “ciudad cultura a ubicarse en los predios de la casa de la cultura ecuatoriana núcleo de Manabí, de la ciudad de Portoviejo; y su incidencia en su respectiva implementación. Llego a la conclusión: utilizado en el cálculo final de la misma. Se dejó constancia que en todos los planos estructurales del Proyecto Ciudad Cultura, se han guardado las normas para el diseño, realizando cálculos de gran precisión a fin de brindar un diseño seguro y funcional; se detallan los pórticos y los materiales empleados, el armado de columnas, de las vigas, de las losas, sin olvidar la cimentación; se realizó el análisis de costo unitario de toda la obra.

- c) **Flórez y López (2019)** en su investigación “Propuesta de reforzamiento de estructuras metálicas para módulo de almacén y estacionamiento de Bogotá”, aportaron un sistema constructivo con adobe ayudando al reglamento e implementación en el país de Colombia, mejorando las propiedades del adobe, adicionando materias para aumentar sus características, logrando finalmente determinar una cantidad y una longitud óptimas de fibra vegetal (fibra de fique) para realizar los ensayos de las probetas de adobe con fibra. Es así que determinaron trabajar con longitudes de 1cm, 1.5cm y 2cm y con porcentajes de 0.25%, 0.50% y 0.75 % del peso total de cada bloque de adobe. Llegando a la conclusión de que los adobes modificados con fique, demuestran un mejor comportamiento ante esfuerzos y deformaciones comparado con otras mezclas (emulsión asfáltica y cal) ante un adobe sin modificar. Los resultados obtenidos fueron: resistencia promedio de 26,000 kg y un esfuerzo a la compresión promedio de 45.1 kg/cm² lo cual demuestra un aumento aproximado de 24.5% en la resistencia a la compresión que presenta una unidad de adobe sin modificar.

2.1.3. Antecedentes nacionales

- a) **Carazas saldiarraga (2017)** en su trabajo de investigación titulada “Análisis y diseño estructural sismorresistente por el método de elementos finitos”: pabellón de

aulas I.E.S. CHARAMAYA - MAÑAZO – Puno – Perú. Cuyo objetivo fue describir el Análisis y diseño estructural sismorresistente por el método de elementos finitos”: pabellón de aulas I.E.S. CHARAMAYA - MAÑAZO – Puno – Perú. Llego a la siguiente conclusión: que el método de elementos finitos aplicado al diseño estructural sismo resistente del Pabellón de aulas de la I.E.S. de Charamaya, en concordancia a la normativa vigente, RNE, cumple con la seguridad estructural necesaria para resistir a cualquier evento sísmico que se pueda dar en la zona.

- b) **Barreto Fernandez (2016)** en su trabajo de investigación titulada “Análisis y Diseño Estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Soliluz– Trujillo” cuyo objetivo fue determinar el Análisis y Diseño Estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Soliluz– Trujillo. Llego a la siguiente conclusión: El edificio se modelo en el programa ETABS para poder hacer el análisis sísmico (Derivas) y análisis estructural (Fuerzas internas). Se analizaron las cargas de gravedad realizando el metrado de cargas para cada elemento y asignando dichas cargas al modelo estructural correspondiente. El diseño en concreto armado se realizó cumpliendo con lo especificado en la Norma E.060 del RNE, la cual se basa en el método de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design).
- c) **Carmona Mendoza (2018)**, en su trabajo de investigación titulada “Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual frente al modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado, del Edificio de Oficinas Schell de seis pisos ubicado en la Provincia de Lima – Perú”. Cuyo objetivo fue explicar el Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual frente al modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado, del

Edificio de Oficinas Schell de seis pisos ubicado en la Provincia de Lima – Perú. Llego a la siguiente conclusión: En el sistema aislado ocurren menores desplazamientos horizontales relativos de entrepiso, lo cual ayudará a un mejor comportamiento de la estructura.- Al utilizar los aisladores de base, se obtienen mayores periodos de la estructura, por lo tanto, menores aceleraciones y como consecuencia las fuerzas sísmicas disminuirán. Lo cual contribuirá a menores demandas de diseño.

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Vigas reticuladas:

Según Troglia G. (2008, pág. 258), en las vigas de alma llena el momento nominal resulta de la resistencia de las alas, para esto la colaboración del alma es ínfima, asimismo el alma provee resistencia nominal al corte. Para el caso que el requerimiento solicitado sobresaliente sea el momento flector, hacemos más liviana la estructura al bajar el consumo de material en el alma, reemplazando la plancha con la que está fabricada, por un conjunto de triangulaciones de barras articuladas (triangulación interiormente isostática), que son sometidas a esfuerzos axiales, por acción de corte. El momento flector es resistido por las barras articuladas mencionadas, las cuales están sometidas a cargas axiales en los nudos; estas ayudan a disminuir el consumo de material y peso al salvar grandes luces con la salvedad de no tener cargas importantes concentradas.

Asimismo, según Nonnast R. (2000, pág. 71), las vigas de celosía se suelen proyectar cuando las luces son muy grandes, cuando se quieren hacer vigas con poco peso. Estas vigas están compuestas por perfiles laminados, y las de grandes luces suelen tener forma rectangular.

Por otro lado, Escalante V. (2003, pag.35), el propósito de las vigas en celosía es mantener las diversas partes que conforman a la columna armada paralelas y a las distancias correctas, con el fin de uniformar la distribución de esfuerzos en ellas.

Además de la celosía, es necesario colocar placas de unión tan cerca como sea posible de los extremos y en puntos intermedios si la celosía se interrumpe. El AISC-LRFD especifica que las placas de unión deberán tener un espesor menor o igual a $1/50$ veces la distancia entre las líneas de conectores o cordones de soldadura y una longitud paralela al eje del miembro principal menor o igual a la distancia entre líneas de conectores. La celosía consta de barras planas, pero puede formarse en ocasiones con ángulos, cubre placas perforadas, canales y otros perfiles laminados. Estas piezas deben espaciarse de modo que las partes individuales conectadas no tengan valores L/r entre conexiones mayores que el valor que rija para el miembro armado completo.

2.2.2. Tipos de reticulados

El diseño de vigas reticuladas desea:

- Reducir la longitud de pandeo en el plano que lo contiene, buscando siempre eliminarlos del alma.
- Homogenizar el diseño de nudos para toda la estructura, buscando una fácil unión con ángulos, además de rapidez en la fabricación, teniendo como parámetro de cálculo inicial que el ángulo en las reticulaciones debe estar entre los 45° y 60° .
- Que los nudos articulados, tengan la misma resistencia, que el alma que están reemplazando, esto mediante el cálculo estructural.

2.2.3. Los tipos de reticulados pueden ser:

2.2.3.1. Pratt:

Con cargas hacia abajo las diagonales (más largas) resultan traccionadas y los montajes (más cortos) comprimidos por lo que es apta para cargas gravitatorias. (Troglia, 2012, p.260)

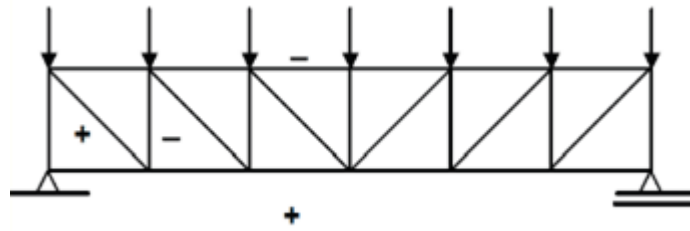


Figura 1 Modelo pratt

2.2.3.2. Howe:

Se produce lo contrario por lo que es apta cuando los esfuerzos determinantes son hacia arriba. (Troglia, 2012, p.260)

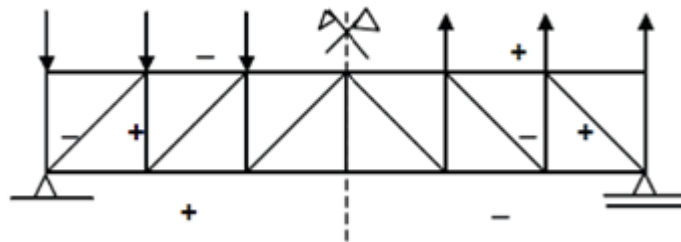


Figura 2 Modelo Howe

2.2.3.3. La Warren:

Al carecer de montaje tiene menos consumo de material en el alma, pero tiene diagonales largas comprimidas y cordón comprimido largo. Es apta para cargas y luces pequeñas. (Troglia, 2012, p.261)

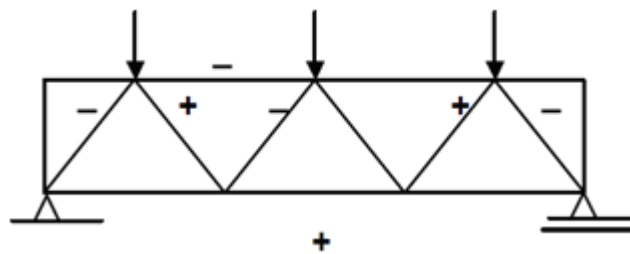


Figura 3 Modelo Warren

2.2.3.4. Tipo rombo:

Para no tener diagonales comprimidas y disminuir la longitud de pandeo en el plano de montajes. (Troglia, 2012, p.260)

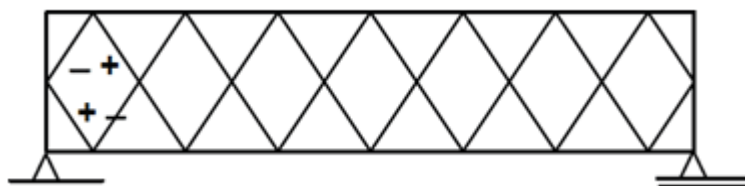


Figura 4 Modelo tipo rombo

2.2.3.5. Tipo inglesa:

Tiene el inconveniente que todas las barras de alma tienen distinta longitud y todos sus ángulos de entrada a los nudos son diferentes lo que complica la fabricación. (Troglia, 2012, p.261)

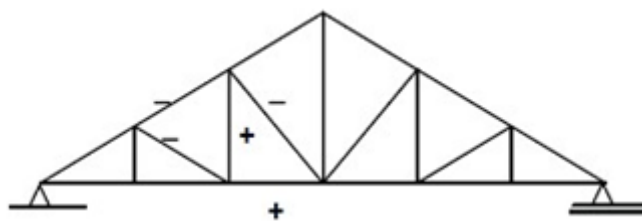


Figura 5 Modelo tipo iglesia

2.2.3.6. Tipo diente de sierra:

Se utiliza para cubiertas donde se necesita una iluminación cenital lateralizada (Troglia G. 2008, p.258).

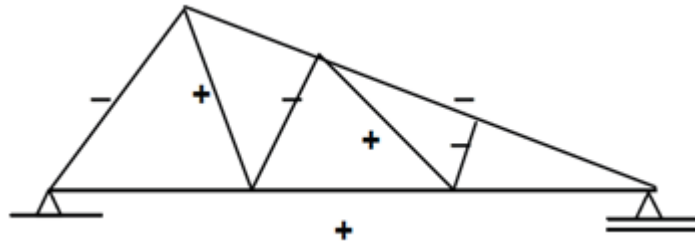


Figura 6 Modelo tipo diente de sierra

2.2.4. Partes de viga reticulada

Una viga reticulada, cuenta con partes como: Cordón superior, inferior, y miembros de alma, detallamos a continuación:

- **Cordón Superior.** Consta de la línea de miembros más alta que se extiende de un apoyo a otro pasando por la cumbrera. Para armaduras triangulares, el esfuerzo máximo en la cuerda superior ocurre generalmente en el miembro contiguo al apoyo.
- **Cordón Inferior.** Está compuesta por la línea de miembros más baja que va de un apoyo a otro. Como en la cuerda superior, el esfuerzo máximo en la cuerda inferior de armaduras triangulares, se establece en el miembro adyacente al apoyo.
- **Miembros del alma.** Son los miembros que unen las juntas de las cuerdas superior e inferior, y dependiendo de sus posiciones se llaman verticales o diagonales.
- **Correas, Miembro instalados Perpendicular a las vigas,** sirven como apoyo, para la cobertura.
- **Cruceta San Andrés,** Procedimiento clásico de arriostramiento, ofrece resistencia entre los elementos a la que fue fijada, guarda independencia entre sus elementos siendo a su vez parte de toda la estructura.

2.2.5. Resistencia requerida de las barras

2.2.5.1. Uniones de soldaduras

En forma general la soldadura es un proceso por el cual se unen partes metálicas mediante la aplicación de calor combinada o no con una presión entre las superficies en contacto. La soldadura por arco eléctrico con aporte de material, en este proceso se forma un arco eléctrico entre las piezas a soldar y una varilla con material de aporte (electrodo). El arco eléctrico genera calor que funde un área limitada del material base de las piezas a unir y el extremo del electrodo. Las gotas del material fundido del electrodo son impulsadas por el arco eléctrico dentro de la masa fundida del material base. Al enfriarse la masa se solidifica y queda la unión realizada". (TrogliaG. 2008, p.56)

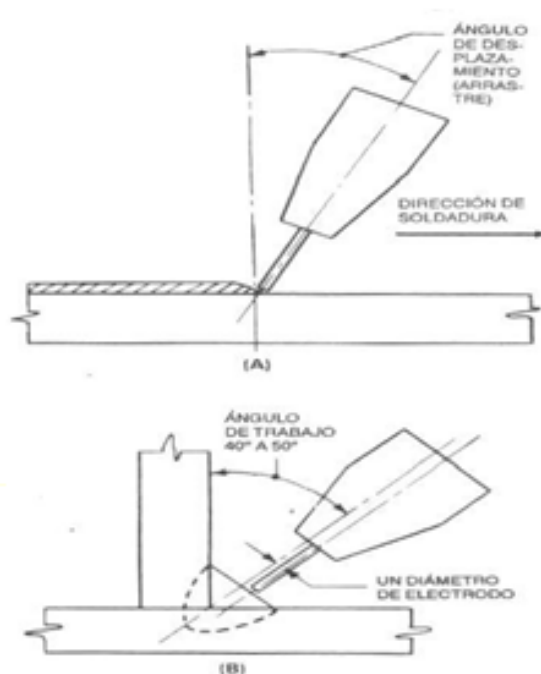


Figura 7 Uniones de soldadura

2.2.6. Formas seccionales de barras

Para formas seccionales de las barras tenemos:

- Los cordones generalmente son pasantes y a ellos se unen los montantes y

las diagonales. Se usa para los cordones una misma sección base en toda la longitud. A veces si la forma seccional lo permite, se aumenta la sección base con platabandas en las barras más solicitadas. Si es necesario empalmar los cordones, estos se empalman directamente y no a través de la chapa de nudo para que este no resulte sobre solicitada.

- Las diagonales y montajes se unen a los cordones indirectamente a través de las chapas o nudos o directamente. La elección de una forma u otra de unión a veces depende y a veces queda determinada por la forma y dimensiones de las barras.
- La elección de una forma secciona u otra depende de: a) si el cordón recibe fuerza en puntos intermedios a través de apoyo de correas con lo que queda también flexionado, b) de la relación entre la longitud de pandeo en el plano y fuera del plano y el necesario radio de giro resultante en cada dirección.

Para unión de perfiles, se utiliza planchas en forma de presilla. (Troglia G. 2008, p.263).

2.2.7. Nudos

Si la unión entre las barras es directa se deberán dimensionar las uniones soldadas con las solicitaciones requeridas de tracción, compresión y/o corte correspondiente. (Troglia G. 2008, p.265).

2.2.8. Deformaciones

En las deformaciones de un retículo flexado tiene importancia la deformación por corte de alma reticulada y la misma no puede ser despreciada. Las expresiones elásticas para determinar la flecha de una viga flexada de alma llena a partir de la carga o el momento flector deben ser corregidas para considerar la influencia del corte. Para ello se deben utilizar los momentos de inercia, obtenido a partir del radio de giro modificado, que se deduce de la esbeltez modificada. (Troglia G. 2008, p.268).

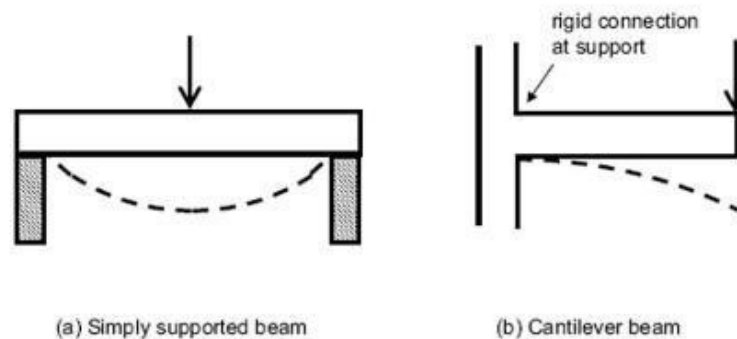


Figura 8 Elementos estructurales y su comportamiento

2.3. Definición de terminos

- **Estructuración por carga sísmica:** Al mencionar diseño estructural se suele pensar por lo general en el dimensionamiento y análisis de la estructura, sin embargo una parte muy importante es la estructuración. Según Bazán y Meli (2002).
- **Losas macizas:** Son las que están compuestas netamente de concreto armado en todo su volumen teniendo una rigidez dependiente de su peralte. según la NTE E.030.
- **Losas nervadas:** Tiene nervios o viguetas con una separación siendo unidas por una losa superior delgada requiriendo de encofrado especiales. según la NTE E.030.
- **Losas aligerada:** Es la más usada en la construcción debido a su bajo peso y costo, ya que viene a ser una losa nervada teniendo como diferencia la presencia de bloques de relleno entre las viguetas evitando así la necesidad de encofrados especiales. según la NTE E.030

- **Columnas:** Según el Ing. Roberto Morales Morales (2006) se puede definir a una columna como "... un elemento estructural que trabaja en compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión". (Pág. 69)
- **Análisis Sísmico:** En lo que respecta al análisis sísmico la nueva norma E.030 tiene algunos cambios en lo que respecta a sus valores de cálculo y sus parámetros. según la NTE E.030
- **Sistemas estructurales:** En lo que respecta a estructuras de Concreto Armado, según la NTE E.030 (2014) se puede encontrar los siguientes sistemas estructurales
- **Muros Estructurales:** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80 % del cortante en la base. según la NTE E.030
- **Dual:** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros varía entre el 20 % y el 80 % del cortante del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 25 % del cortante en la base. según la NTE E.030
- **Peso sísmico:** El peso sísmico (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga. según la NTE E.030

2.4. Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general:

Una adecuada evaluación de la estructura propuesta de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, tendrá efectos durante su ejecución.

2.4.2. Hipótesis específicas:

- a) Un adecuado reforzamiento en la estructura propuesta de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, obtendrá efectos durante la ejecución del proyecto.

- b) Los resultados procesados de la estructura propuesta y reforzada bajo la norma E.030 del RNE de la obra construcción IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, obtendrá efectos durante la ejecución del proyecto.

2.5. Variables:

2.5.1. Definición conceptual de la variable:

Variable (Evaluación y Reforzamiento de la construcción de cobertura)

Según Morales Morales (2006) Refuerzo de perfiles metálicos existentes mediante la soldadura. Para el forjado, el refuerzo de la sección de acero inicial se efectúa mediante añadido de platabandas y/o perfiles metálicos que se fijan a la viga original mediante soldadura, pernos de anclaje o métodos de encolado y el reforzamiento de estructuras está dirigido a incrementar la capacidad de carga y serviciabilidad de una estructura. Se realiza cuando existen nuevas solicitudes como errores en el diseño o defectuosa mano de obra durante el proceso constructivo (Pág. 69).

2.5.2. Definición operacional de la variable

Variable (Evaluación y Reforzamiento de la construcción de cobertura)

Es un proceso que tendrá como etapas un momento de evaluación y análisis de la estructura, para luego proceder al reforzamiento de acuerdo a los cálculos obtenidos.

2.5.3. Operacionalización de la variable:

Tabla 1
Operacionalización de la variable independiente.

Variable	Dimensión	Indicador	Escala
Evaluación y Reforzamiento de la construcción de cobertura	Cargas de servicio	En los pórticos, pueden producirse cargas puntuales pesadas de pasarelas suspendidas, unidades de tratamiento de aire, etc.	0.1–0.25 kN / m ²
	Cargas de techo impuestas	Una carga de punto, Q_k está dada, que se utiliza para la comprobación local de materiales de techo y fijaciones, y una carga uniformemente distribuida, q_k , a ser aplicado verticalmente $30^\circ < \alpha < 60$	0.6 [60 - α] / 30]
	Acciones de viento	El diseñador debe hacer una elección cuidadosa entre una evaluación rigurosa y compleja de las acciones del viento y el uso de simplificaciones que facilitan el proceso de diseño pero hacen que las cargas sean más conservadoras	Milímetros
	Robustez	Los requisitos de robustez están diseñados para garantizar que cualquier colapso estructural no sea desproporcionado con la causa.	Deformación de Milímetros/ Área
	Análisis de trama en ULS	En el estado límite último (ULS), los métodos de análisis de pórticos se dividen en dos tipos : análisis elástico y análisis plástico.	plástico en estructura metálica ULS (Estado Límite Último)

	Resistencia de sección transversal	Se deben verificar las resistencias a la flexión de los miembros, axial y al corte. Si la fuerza de corte o axial es alta, la resistencia a la flexión se reduce, por lo que es necesario verificar la fuerza de corte combinada y la fuerza de flexión y axial y las resistencias a la flexión	Momentos de torque m/kg
	Estimación del Peso	Cargas ingresadas al software de modalimiento	Kg/m ²

Fuente propia

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Método de investigación

El método de investigación para la presente tesis es el método científico; rechaza o elimina todo procedimiento que busque manipular la realidad en forma caprichosa, tratando de imponer prejuicios, creencias o deseos que no se ajusten a un control adecuado de la realidad y de los problemas que se investigan (Ccanto Mallma, 2010), con lo definido anteriormente estipulamos que la presente investigación tuvo una aplicación Cuantitativa.

3.2. Tipo de investigación

El tipo de investigación es aplicada, pues se pretende resolver problemas prácticos con el propósito de cambio y más aún será de instrumento para la toma de decisiones en la sociedad (Del Cid, Sandoval y Sandoval, 2007).

Ante lo mencionado, esta investigación fue aplicada debido a que los conocimientos obtenidos contribuyen a la solución de una situación problemática, en el caso de esta investigación contribuir a educación de la sociedad.

3.3. Nivel de investigación

La presente investigación recae en un nivel de investigación descriptivo, puesto que, se asocia variables para predecir su comportamiento se ha pretendido establecer las causas de los fenómenos, generar un sentido de entendimiento teniendo en cuenta

las características del estudio y la estructuración de la investigación como uno de los puntos fundamentales (Hernández, Fernández y Baptista, 2010).

3.4. Diseño de investigación

El diseño de la investigación es No experimental, porque se ha manipulado intencionalmente la variable independiente es realizada la medición y se ha optado por grupos de comparación para la determinación de los objetivos (Hernández, Fernández y Baptista, 2010).

Para poder observar un fenómeno tal y como se muestra en el modelamiento estructural, no se está manipulando las variables intencionalmente o deliberadamente ninguna de las variables para la presente investigación. Siendo el diseño esquematizado explicado de la siguiente manera:

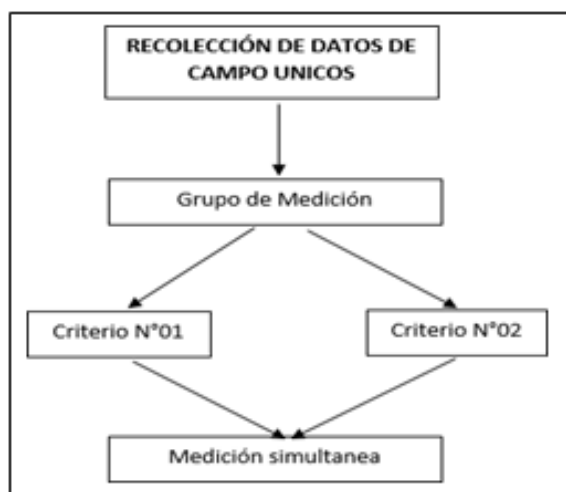


Figura 9 Esquema del diseño de la investigación

Fuente: (Morodías, 2018)

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

Para Hernández Sampieri, (2014), “una población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones” (pág. 65). Para el caso de esta

investigación se definió la población por los centros educativos de la provincia de Yauli del departamento de Junín.

3.5.2. Muestra

La muestra fue no probabilística, el tipo de muestreo fue por conveniencia, según Carrasco (2005, p. 243) considera “el investigador selecciona sobre la base de su propio criterio las unidades de análisis”, para nuestro caso la muestra estuvo constituida por el IE 4 de diciembre Santa Bárbara de Carhuacayan, distrito de Santa Bárbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas de recopilación de datos fueron fuentes documentales, registros y los instrumentos serán los diversos ensayos, además de las fichas técnicas y la observación..

3.7. Procesamiento de la información:

La presente investigación el procesamiento de los datos se realizará de acuerdo a lo que plantea la metodología de diseño de porticos para estructuras metálicas. Se utilizó software aplicativo en Excel para el procesamiento de información recolectada y los resultados se muestran en el capítulo correspondiente. La presente investigación se procesará la información utilizando algunas relaciones matemáticas que nos permitirán con los datos de entrada anotados en las hojas de registro obtener el valor de deducción que permitieron procesar datos obtenidos con los instrumentos de recolección así mismo el procesamiento de la información se realizó desde un enfoque del tipo cuantitativo, por lo que para la organización de los datos recolectados se utilizaron matrices de tabulación, junto a esquemas gráficos que facilitaron la interpretación de datos.

3.8. Técnicas y análisis de datos:

La información obtenida del procesamiento en el software con la finalidad de observar la relación entre la evaluación y las fallas del pavimento en evaluación, para lo cual se realizarán cuadros comparativos en hojas de cálculo en el software Microsoft Excel.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Generalidades:

El Módulo losa deportiva contempla un área de 867.86m² y 120.02 ml de perímetro, el cual está constituido por un sistema estructural de pórticos de metal para la dirección longitudinal (X-X), y para la dirección transversal (Y-Y), se considera por la tipología y forma de la edificación una edificación regular en planta, la estructura consta de 1 nivel, con losas de techo de arcos de perfiles tubular metálicos tipo HSS y diagonales de HSS 1 ½”X1 ½”X2mm con una columna de 20x20 metálico con un pedestal de 30x30cm. Las áreas citadas se modelan estructuralmente en un ambiente tri-dimensional, considerando los elementos frame (vigas y columnas) y elementos shell (cáscaras, paredes, losas etc), mediante técnicas avanzadas, que emplean los programas citados líneas abajo.

4.2. Análisis estructural

Con la finalidad de resolver sistemas estructurales hiperestáticos se ha desarrollado métodos no tradicionales, considerando la facilidad en el desarrollo del método seleccionado así como su sistematización mediante el uso de computadoras para este caso se usará el método de rigidez y el método de los Elementos Finitos (columnas), por seguir un procedimiento organizado que sirve para resolver estructuras determinadas e indeterminadas, estructuras lineal-mente elásticas y no lineal-mente elásticas.

4.2.1. Análisis estructural por carga vertical

Este tipo de análisis se realizará para cargas permanentes o muertas y sobrecargas o cargas Vivas. A continuación, se hace una breve descripción de ambos casos.

4.2.2. Análisis por cargas permanentes o muertas.

Este análisis se realizará en base a las cargas que actúan permanentemente en la estructura en análisis tales como: Peso propio de las bridas superior e inferior al igual que las viguetas de tensión y compresión, cobertura, etc. Estas cargas serán repartidas a cada uno de los elementos que componen la estructura. Los pesos de los materiales necesarios para la estimación de cargas muertas se encuentran registrados en la Norma de Cargas E.020, y catálogos de los perfiles correspondientes.

4.2.3. Análisis por sobre cargas o cargas vivas.

Este análisis se realizará en base a las sobrecargas estipuladas en Normas Peruanas de estructuras referidas a Cargas E.020

4.2.3.1. Análisis estructural por sismo estático.

El análisis por sismo de las edificaciones se realiza mediante procedimientos de determinación de los periodos de vibración de acuerdo a los periodos de vibración donde se predomina la los pesos y las masas de la estructura. Un sismo estático puede actuar en el sentido N-S o S-N y también O-E o E-O, ya que las aceleraciones son positivas y negativas. De esta manera, para efectos de diseño, se trabaja con las envolventes de esfuerzos en condición de rotura. Al estructurar se buscará que la ubicación de columnas y vigas tengan la mayor rigidez posible, de modo que el sismo al actuar, éstas puedan soportar dichas fuerzas sin alterar la estructura. Para la determinación de los esfuerzos internos de la estructura en un análisis por sismo se emplea el Método de Desratización de masas.

4.2.3.2. Análisis por cargas de viento

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

4.2.3.3. Velocidad de diseño

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V(h/10)^{0,22}$$

4.2.3.4. Carga exterior de viento

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0,005 C V_h^2$$

4.2.4. Software utilizado

En la actualidad con el desarrollo de la computación se han desarrollado innumerables programas de computadora basados en el método general de rigidez y sobretodo el método de los Elementos Finitos, los programas utilizados en el proyecto son los siguientes:

4.2.4.1. Software SAP2000 19.1 – Grupo CSI

Es un programa basado en el método de rigideces por procedimientos matriciales y por el Método de los Elementos Finitos, escrito bajo la hipótesis de la teoría de

la elasticidad: continuidad, homogeneidad, isotropía, linealidad y elasticidad. Teniendo en cuenta estas hipótesis, el programa SAP2000 es capaz de analizar sistemas estructurales formados en base a elementos del tipo marco, cáscara y sólidos realizando un análisis tridimensional. Este programa nos permite realizar el modelo idealizado de la estructura; a través de una interface gráfica, y posteriormente el respectivo análisis tridimensional, realizando la debida combinación de cargas según las diversas solicitaciones estipuladas tanto para el diseño de elementos de Concreto Armado (Norma E.060- sección 10.2) y Acero (Especificaciones AISC–LRFD 93), lo cual nos permite obtener los esfuerzos últimos de diseño de cada elemento.

4.2.4.2. Software SAFE 16.0 – Grupo CSI

El programa Safe, pertenece a la empresa CSI Computers & Structures, INC, apoyados en los sistemas operativos Windows 2000, Windows NT, Windows XP y W7. Es un programa especial que automatiza el análisis de cimentaciones o fundaciones, empleando el Método de los Elementos Finitos y las técnicas de métodos numéricos más confiables y eficientes. Sus características son: Diseño de cimentaciones o fundaciones con la forma real, (sin aproximar la Geometría). Cimientos Aislados (circulares, Rectangulares, irregulares, etc.), de Borde, de Esquina, Combinados, Sobre pilotes. Plateas con diferentes espesores, sobre distintos terrenos (en un mismo sistema de cimentaciones), con huecos, etc. La aplicación directa de este programa, permitirá el análisis de la cimentación de las torres de los pases aéreos, interpretando como zapatas combinadas según corresponda.

4.3. Códigos y normas

El proceso de estimación de las cargas, así como el análisis y diseño de las estructuras está basado en los siguientes códigos.

4.3.1. Cargas.

- Norma Técnica E-020
- Norma de Diseño Sismo resistente E-030-2018.

Se entiende que todas aquellas normas a las que los códigos hacen referencia, forman parte integrante de los mismos en tanto sean aplicable a los materiales, cargas y procedimientos usados en el presente proyecto.

4.3.2. Diseños.

- Norma Técnica E.020, Cargas
- Norma Técnica E.030, Diseño Sismo resistente.
- Norma Técnica E.050, Suelos y Cimentaciones.
- Norma E.060 - Concreto Armado.
- Norma Técnica E.090, acero.
- Norma de Construcciones en Concreto Armado ACI 318-08.

4.4. Aspectos generales de diseño

El diseño está hecho en base a las diferentes normas arriba mencionadas, así, de acuerdo con la norma E.060 el diseño que se hará será un Diseño por Resistencia, el cual es en esencia un diseño por estados límites y más precisamente por estados límites últimos desarrollados por cualquier elemento, este método es aplicable a cualquier sollicitación de fuerza como flexión, cortante, torsión, etc.

Para que una estructura pueda soportar en forma segura las diferentes sollicitaciones, se debe asegurar que en cada una de las secciones de sus elementos se cumpla:

- Resistencia \geq Efecto de cargas.
- Resistencia suministrada o proporcionada \geq Resistencia requerida.
- Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida.

Para el diseño en concreto armado es necesario aplicar algunos factores de amplificación de cargas con el objetivo de reproducir una situación de carga.

Tabla 2
Factores de carga para diseño en CA Norma E060

Factores de carga para diseño en C° A°- Norma E.060
1.4 CM +1.7 CV
1.25 (CM + CV) ± CSX
1.25 (CM + CV) ± CSY
0.9 CM ± CSX
0.9 CM ± CSY

Fuente Norma E 060

extrema cuya probabilidad de ser excedida será baja, aquí se muestran los factores a tomar en cuenta:

Donde:

CM: Carga Muerta CV: Carga Viva

CSX: Carga proveniente del sismo

paralela al eje X CSY: Carga proveniente del sismo paralela al eje Y

Asimismo, existen otros factores que sirven para reducir la resistencia nominal de las secciones con el objetivo de reproducir mejor las condiciones reales que presentan un gran número de incertidumbres relacionadas a los materiales, las dimensiones reales, diferencias con la modelación, tipos de falla, etc. Estos son:

Tabla 3
Factores de reducción de resistencia Norma E.060

Solicitud	Factor de reducción
Flexión	0.9
Tracción y tracción + Flexión	0.9
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo-compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.7
Aplastamiento en el concreto	0.7
Zonas de anclaje del post-tensado	0.85
Concreto simple	0.65

Fuente Norma E 060

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas de este numeral. El efecto crítico puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

$1,4D$	(1.4 -1)
$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -2)
$1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$	(1.4 -3)
$1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(1.4 -4)
$1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$	(1.4 -5)
$0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$	(1.4 -6)

Donde:

- D : Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.
- L : Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.
- L_r : Carga viva en las azoteas.
- W : Carga de viento.
- S : Carga de nieve.
- E : Carga de sismo de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- R : Carga por lluvia o granizo.

Propiedad de los materiales concreto

- Módulo de Poisson: $\mu = 0.20$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 15100 \cdot f'_c$
- Peso unitario del concreto: $f'_c = 2400.0 \text{ kg/m}^3$ Resistencia a la compresión
- Vigas y columnas de pórticos: $f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$
- Zapatas: $f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$
- Vigas de cimentación: $f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$
- Cimientos y sobrecimientos: $f'_c = 140.0 \text{ kg/cm}^2$
- Solados de zapatas: $f'_c = 80.0 \text{ kg/cm}^2$

4.4.1. Acero

Acero corrugado ASTM 615 Grado 60: $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$

4.5. Parametros de diseño

4.5.1. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

4.5.2. Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Figura 10 Fuerza Cortante en la Base

4.5.2.1. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

Figura 11 Fuerza Sísmica en Altura

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

4.6. Categoría, sistema estructural y regularidad de la edificación

4.6.1. Categoría de edificación y factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 4. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1.3$.

Tabla 4
Categoría de las edificaciones y factor "U"

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1

<p>A Edificaciones Esenciales</p>	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	<p>1.5</p>
<p>B Edificaciones Importantes</p>	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	<p>1.3</p>
<p>C Edificaciones Comunes</p>	<p>Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.</p>	<p>1.0</p>
<p>D Edificaciones Temporales</p>	<p>Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.</p>	<p>Ver nota 2</p>

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

4.6.2. Sistema estructural

4.6.2.1. Estructuras de concreto armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

Pórticos. Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL). Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa, con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

4.6.3. Categoría y sistema estructural

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 5 y

respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 9.

Tabla 5
Categoría y sistema estructural de las edificaciones

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	1 y 2	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.

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

4.6.4. Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R₀)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sísmorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 6. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R₀ que corresponda.

Tabla 6
Sistemas estructurales

Sistema estructural	Coefficiente Básico De Reducción R0 (*)
ACERO	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
CONCRETO ARMADO	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E.080 “Adobe” del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S3, ni se permite en suelos S4.

4.6.5. Regularidad estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas En estos casos, el

factor I_a o I_p será igual a 1.0.

4.7. Analisis y diseño estructural

4.7.1. consideraciones generales

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

4.8. Procedimientos de análisis sísmico

4.8.1. Análisis Estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0,125$

4.8.2. Desplazamientos

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 7.

Tabla 7
Límites para las distorsion del entrepiso

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

4.8.3. Relaciones de esbeltez límite

Para elementos cuyo diseño se basa en fuerzas de compresión, las relaciones de esbeltez no deben exceder, preferentemente, de 200. Los valores de K se calculan de acuerdo a resistencia requerida Para elementos cuyo diseño está basado en fuerzas de tracción, las relaciones de esbeltez l/r no deben exceder, preferentemente, de 300. Esta recomendación no se aplica a varillas en tracción. Los elementos en los que el diseño se hace para fuerzas de tracción, pero que pueden estar sometidos a una compresión reducida en otra condición de carga, no necesitan cumplir el límite de esbeltez en compresión.

4.8.4. Diseño de elementos en compresión

4.8.4.1. disposiciones generales

La resistencia de diseño en compresión, $\phi_c P_n$, debe ser determinada de la siguiente manera: La resistencia nominal en compresión, P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.


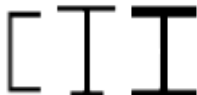






Sección transversal	Sin Componentes Esbeltos		Con Componentes Esbeltos	
	Numerales en el Capítulo 5	Estados Límites	Numerales en el Capítulo 5	Estados Límites
	5.3 5.4	FB TB	5.7	LB FB TB
	5.3 5.4	FB FTB	5.7	LB FB FTB
	5.3	FB	5.7	LB FB
	5.3	FB	5.7	LB FB
	5.3 5.4	FB FTB	5.7	LB FB FTB
	5.6 5.3 5.4	FB FTB	5.6 5.7	LB FB FTB
	5.5		5.5	
	5.3	FB	N/A	N/A
Secciones asimétricas distintas a los ángulos simples	5.4	FTB	5.7	LB FTB
FB = pandeo por flexión, TB = pandeo torsional, FTB = pandeo flexo-torsional, LB = pandeo local, N/A = no aplica				

Figura 12 Disposiciones general

4.8.4.2. Pandeo por flexión sin componentes esbeltos

La resistencia nominal en compresión, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión.

4.9. Modelamiento en el programa sap 2000 del módulo de cobertura

4.9.1. Propiedades de los materiales concreto

Módulo de Poisson: $\mu = 0.20$

Módulo de elasticidad: $E_c = 15100 \cdot f'_c$

Peso unitario del concreto: $f'_c = 2400.0 \text{ kg/m}^3$ Resistencia a la compresión

Vigas y columnas de pórticos: $f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$

Zapatatas: $f'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$

4.9.2. Acero

Acero Corrugado ASTM 615 Grado 60: $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$

4.9.2.1. Predimensionamiento

La propuesta arquitectónica de Modulo complejo, es una edificación compuesta por un sistema a porticado eje X-X y Y-Y, para uso complejo deportivo con cobertura.

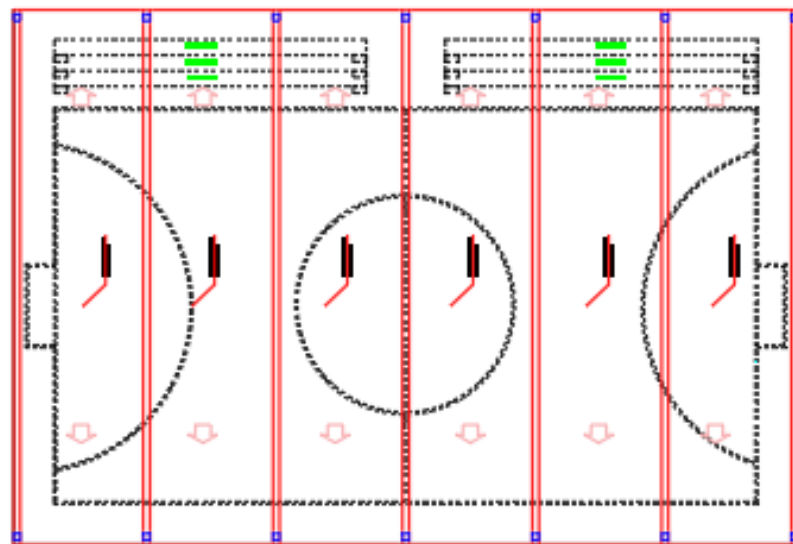


Figura 13 Vista plano de planta

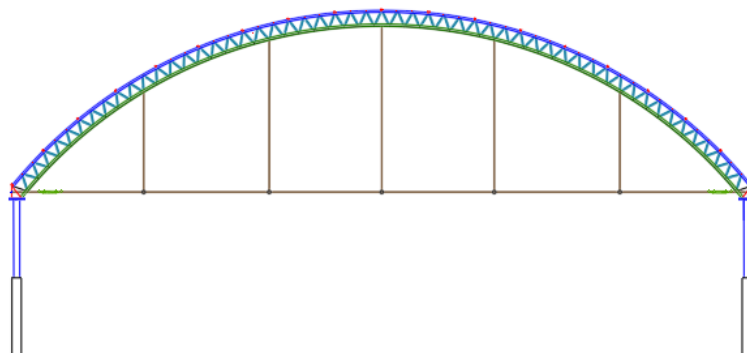


Figura 14 Vista en perfil

4.9.2.2. Interpretación Estructural y Estructuración inicial:

De acuerdo con la propuesta arquitectónica, el sistema estructural es un sistema aporticado de cobertura metálicas con columnas y vigas formando pórticos. Estructuración y configuración del sistema estructural del módulo.

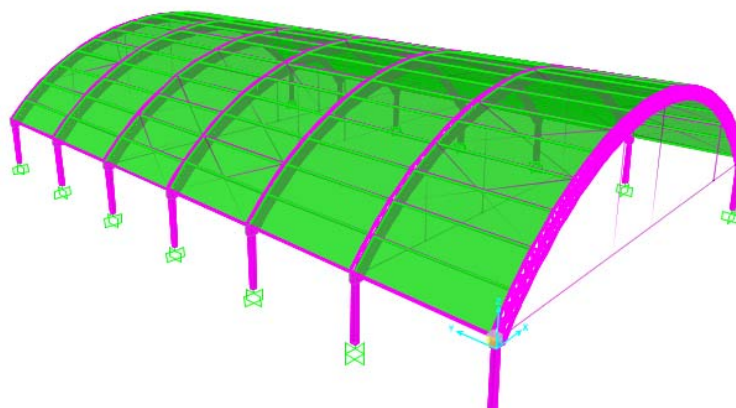


Figura 15 Diseño preliminar

4.9.2.3. Diseño estructural preliminar:

– Reseña del sistema estructural propuesto:

El objetivo de adoptar este sistema estructural es garantizar la seguridad a las personas que han de estar dentro de ella, así como optimizar costos.

– Predimensionamiento del sistema estructural:

Después de haber fijado la forma, ubicación y distribución de los elementos estructurales, es necesario partir inicialmente de dimensiones que se acerquen lo más posible a las dimensiones finales requeridas por el diseño. Existen muchos criterios para pre dimensionar los elementos estructurales, unos más empíricos que otros. Pero finalmente la experiencia y el buen criterio primario en la elección de algunos criterios y porque no en la elaboración de otros propios. Los criterios que se asumieron están basados en cumplir los requerimientos del R.N.E., más específicamente las normas E.020, E.030, E.060 y E.090.

– Predimensionamiento de altura de arco:

La regla práctica para determinar la altura de la flecha que está en función de la luz del arco

predimensionamiento de altura de arco	
$H=L/50$	
$H=(1.5, 1.65)B$	
LUZ=	23.56 m
H=	0.4712 m
B=	0.31 m
B=	0.29 m
BXH=	20X50 cm

Figura 16 Predimensionamiento de la altura arco

4.9.2.4. Predimensionamiento de la altura de la flecha del arco:

Para el Predimensionamiento de la flecha está en función a la luz a cubrir.

CALCULO DE LA FLECHA DEL ARCO	
L=	23.56
$f=L/(4 \text{ a } 7)$	
f=	5.24 m
	5.50 m

Figura 17 Predimensionamiento de la altura de la flecha del arco

4.9.2.5. Estructuración Final del Módulo:

La estructuración final que satisface los requerimientos arquitectónicos y estructurales del módulo de complejo deportivo, que se esquematiza en la fig. donde se puede ver la ubicación y orientación de los diferentes elementos estructurales:

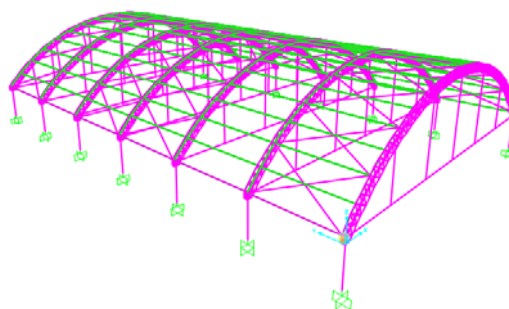


Figura 18 Estructuración Final del Módulo

4.10. Estimación de cargas

El metrado de Cargas Verticales Permanentes se realizó independientemente para cada módulo y elemento estructural de diseño, las cuales se mostrarán más adelante en cada análisis correspondiente; por otro lado, las cargas vivas consideradas según la Norma de Cargas E-020 son las siguientes:

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)		
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4	Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)	Corredores y escaleras	4,0 (400)
Bibliotecas	Ver 6.4	Industria	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)	Instituciones Penales	
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)	Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Centros de Educación		Corredores y escaleras	4,0 (400)
Aulas	2,5 (250)	Lugares de Asamblea	
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4	Con asientos fijos	3,0 (300)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas	Con asientos móviles	4,0 (400)
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4	Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines	4,0 (400)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Graderías y tribunas	5,0 (500)
Garajes		Corredores y escaleras	5,0 (500)
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)	Oficinas (*)	
Para otros vehículos	Ver 9.3	Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Hospitales		Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)	Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Cuartos	2,0 (200)	Corredores y escaleras	4,0 (400)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Teatros	
Hoteles		Vestidores	2,0 (200)
Cuartos	2,0 (200)	Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea	Escenario	7,5 (750)
		Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
		Tiendas	5,0 (500) Ver 6.4
		Corredores y escaleras	5,0 (500)
		Viviendas	2,0 (200)
		Corredores y escaleras	2,0 (200)

Figura 19 Cargas vivas mínimas repartidas
Determinación de la carga de viento que se asignara sobre la cobertura metálica.

region huancavelica

E020

tipo 3

V10 = 70 Km/h

h = 11.13 m

VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (Ver Anexo 2) pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

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

donde:

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

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

h : altura sobre el terreno en metros

Vh = 71.67 km/h

por lo tanto la velocidad de diseño según norma E020

Vh = 75.00 km/h

DATOS DE DISTRTO SANTA BARBARA DE CARHUACAYAN

tipo: 3

h total = 10.2 m

V10 = 100 km/h aprox

VELOCIDAD DE DISEÑO

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

Vh = 100.4366082 Km/h

la norma E020 exige que la velocidad de diseño sea:

Vh ≥ 75 km/h

Vh min = 75 km/h

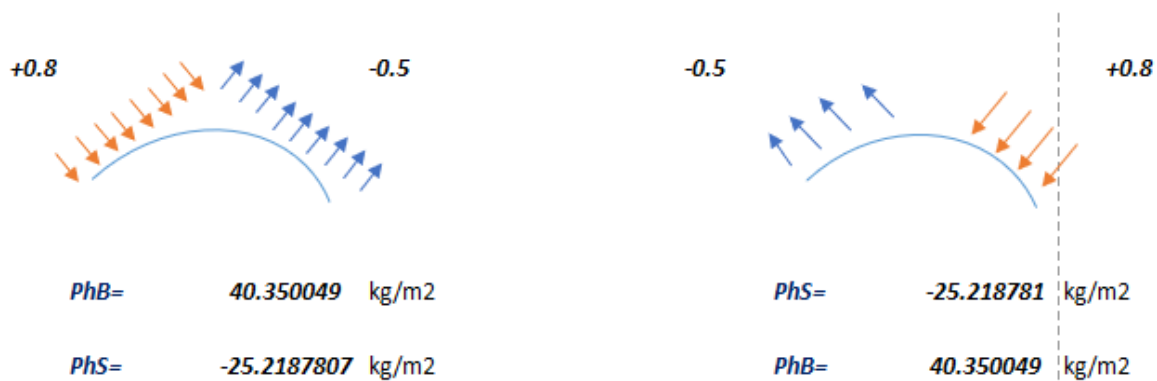
→ Vh = 100.44 km/h ok

CARGA EXTERIOR DE VIENTO

TECHO	ANGULO	BARLOVENTO	SOTAVENTO
ARCO	<45°	+0.8	-0.5
(+)	presion	-0.8	
(-)	succion		

PRESION DEL VIENTO

$$P_h = 0,005 C V_h^2$$



4.11. Combinación de cargas

Tabla 8
Combinación de Cargas

Factores de carga para diseño en C° A°- Norma E.060
1.4 CM +1.7 CV
1.25 (CM + CV) ± CSX
1.25 (CM + CV) ± CSY
0.9 CM ± CSX
0.9 CM ± CSY

Fuente:Elaboración propia

Donde:

- CM: Carga Muerta
- CV: Carga Viva
- CSX: Carga proveniente del sismo paralela al eje X
- CSY: Carga proveniente del sismo paralela al eje Y

Para el diseño de la cobertura se utilizará la siguiente combinación de carga.

$$\begin{aligned}
 &1,4D \\
 &1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \\
 &1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W) \\
 &1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \\
 &1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S \\
 &0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)
 \end{aligned}$$

4.11.1. Modelamiento en el programa SAP 2000

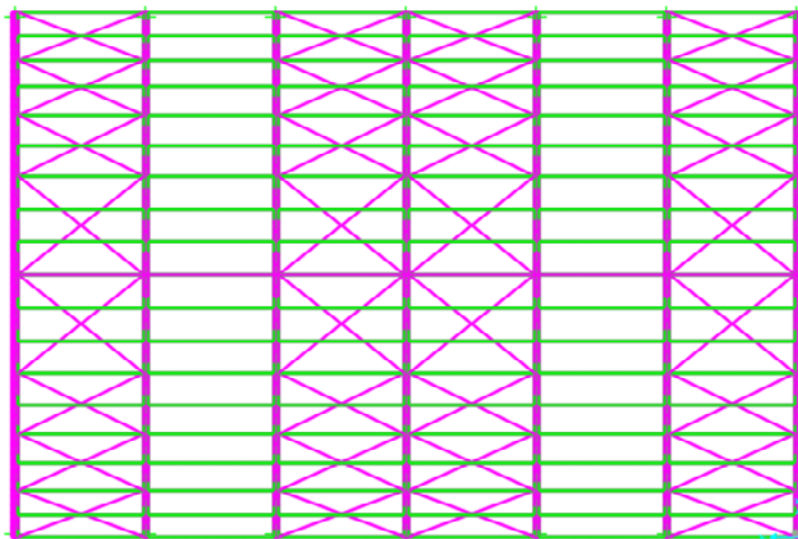


Figura 20 Vista planta del techo

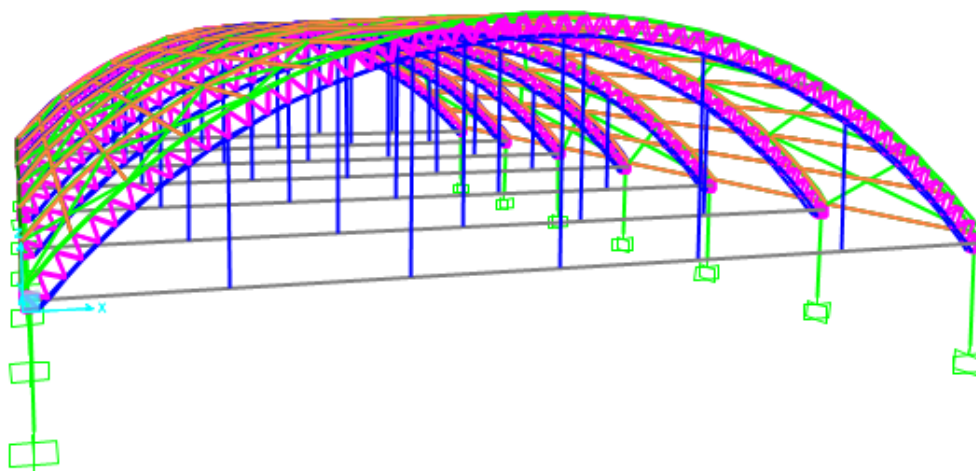


Figura 21 Previsualización del techo de cobertura

Generación del modelo matemático de la edificación mediante coordenadas con el SAP 2000, del complejo deportivo

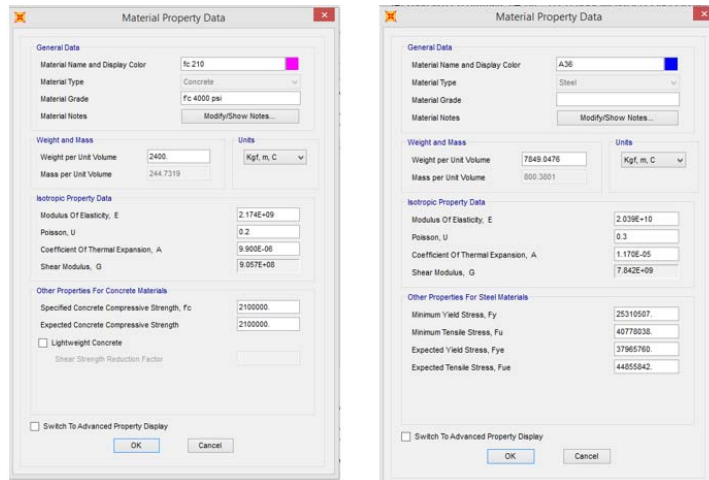


Figura 22 Definición de los materiales en el programa SAP 2000

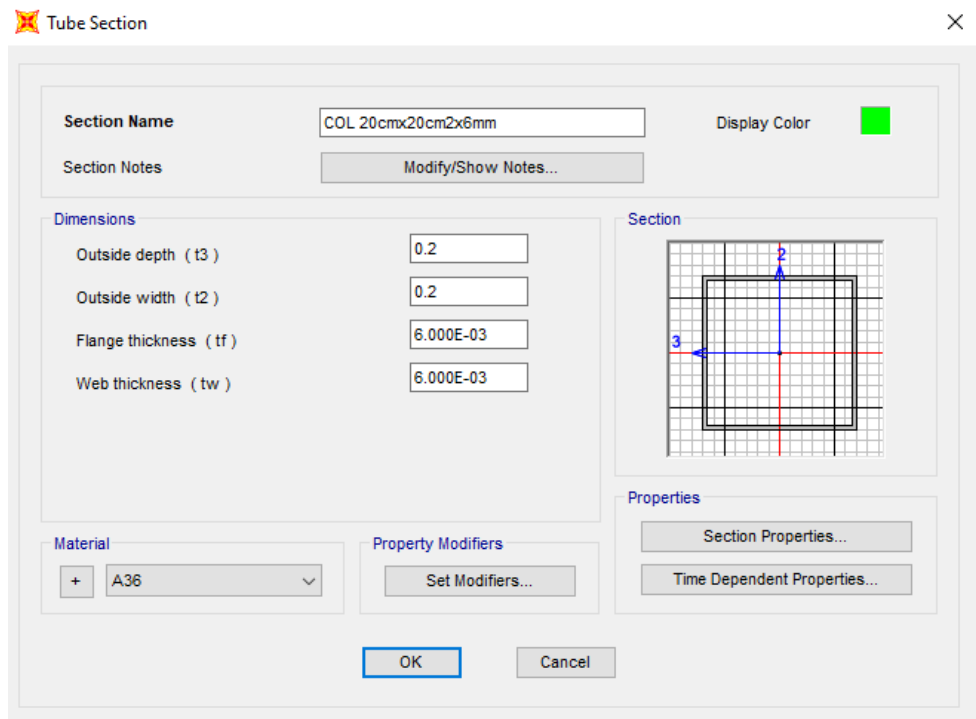


Figura 23 Asignando las propiedades de los materiales, Columna de 20x20x2mm y A36.

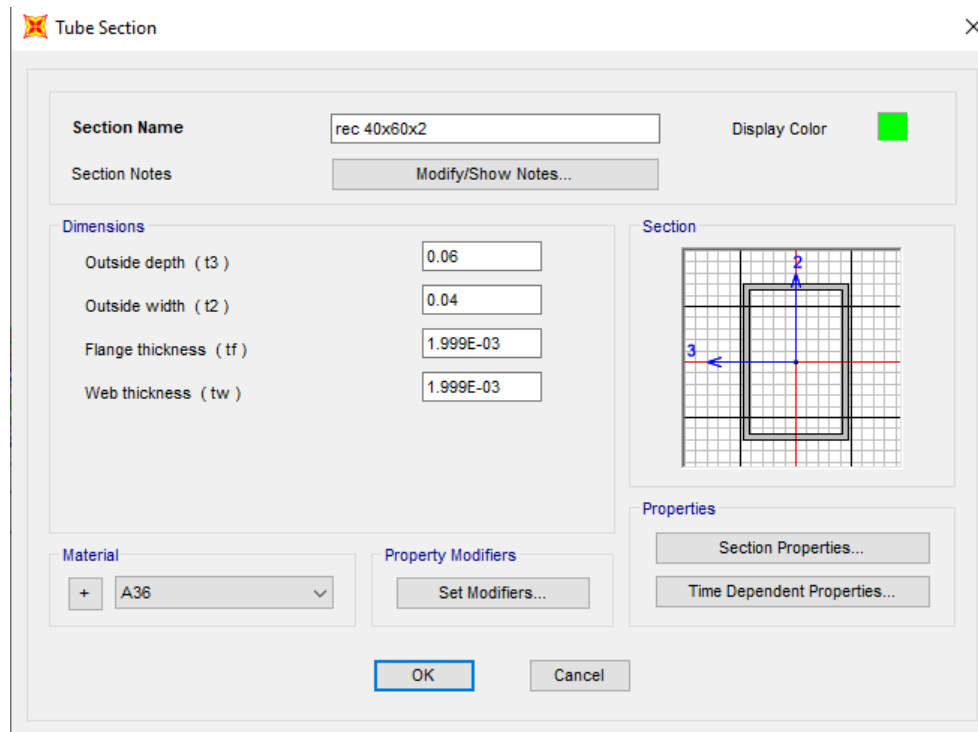


Figura 24 Definiendo brida superior rec de 40x60x2 “

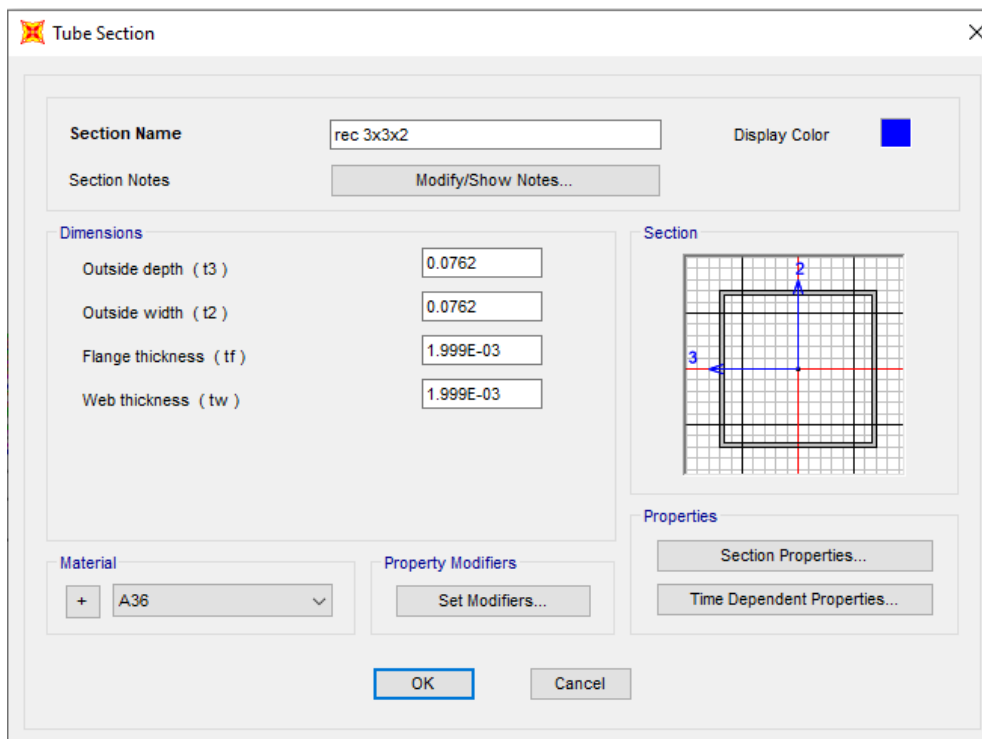


Figura 25 Definiendo la brida inferior 3x3x2mm

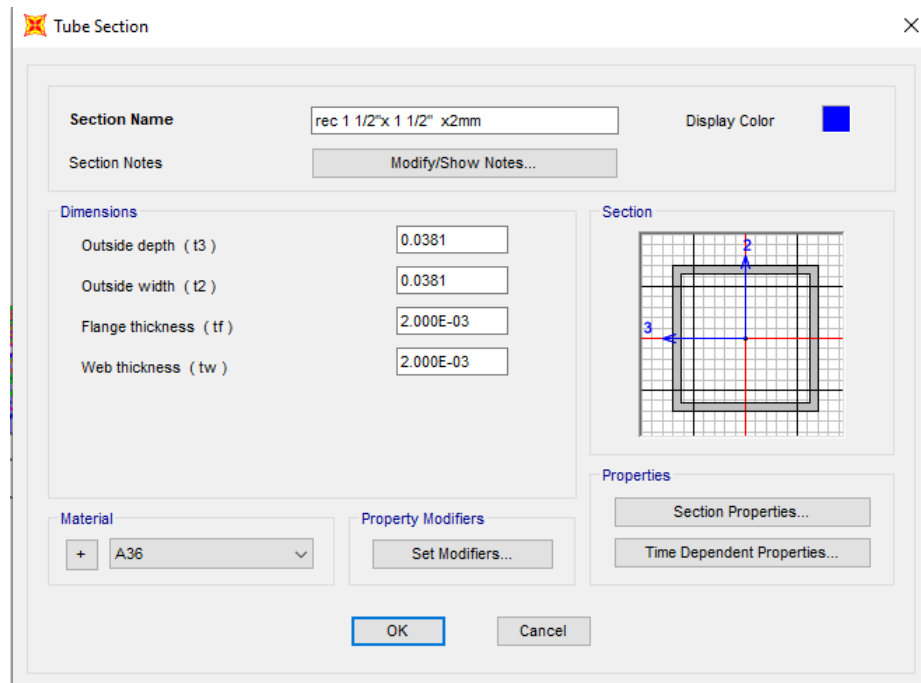


Figura 26 Definición de diagonal rec 1 1/2"x1 1/2"x2mm

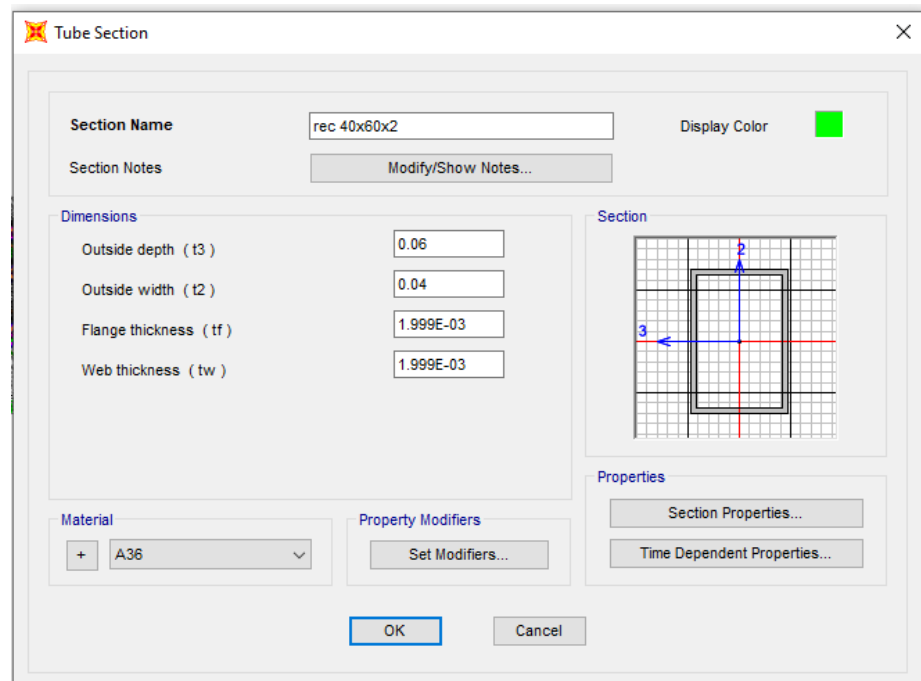


Figura 27 Definición de correa de REC 40x60x2mm

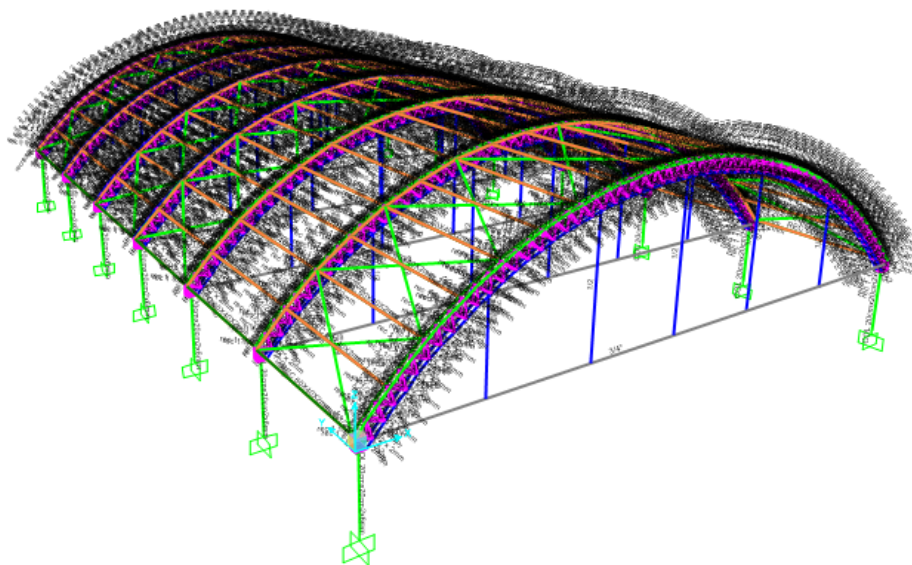


Figura 28 Asignando las secciones de los elementos estructurales,

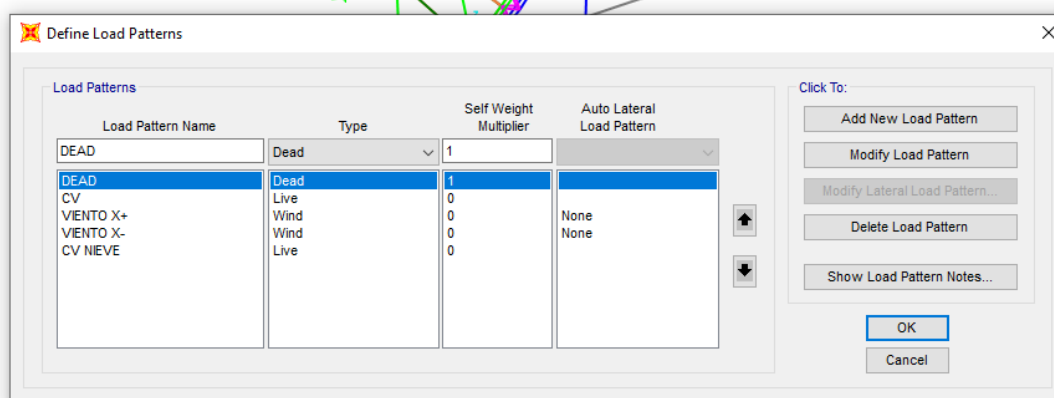
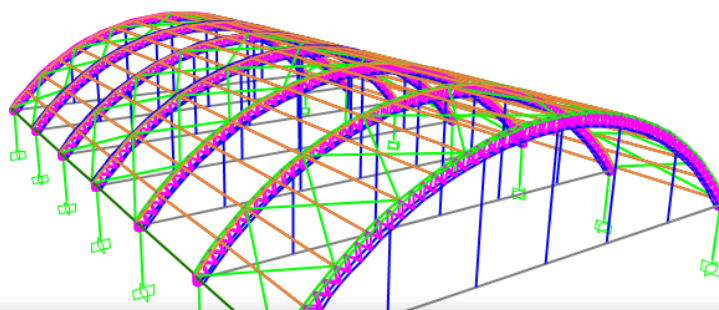


Figura 29 Definición de cargas para el complejo deportivo

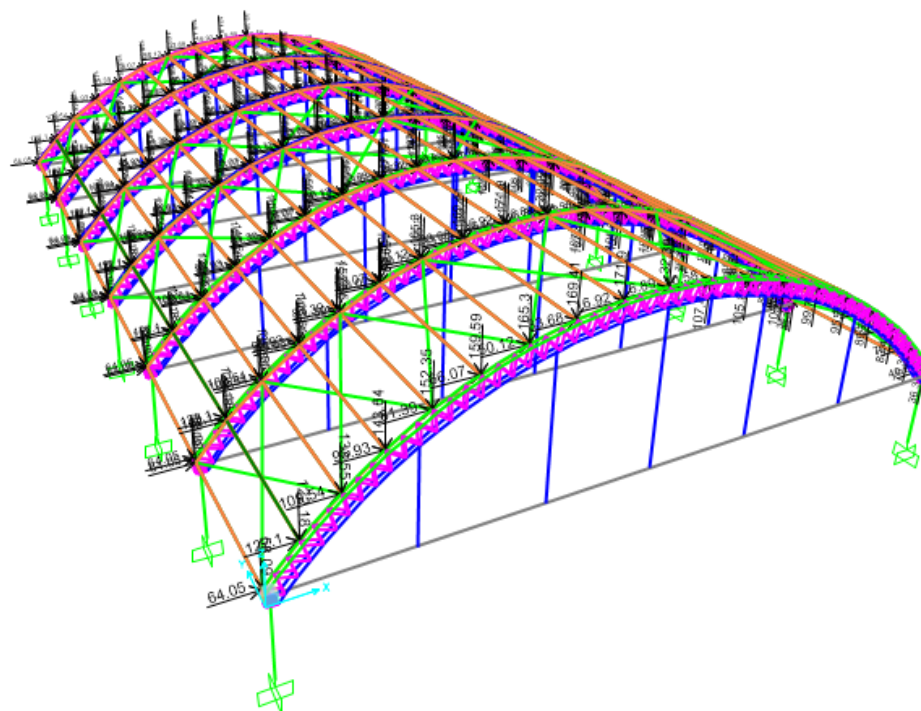


Figura 30 Asignando las cargas de viento X+.

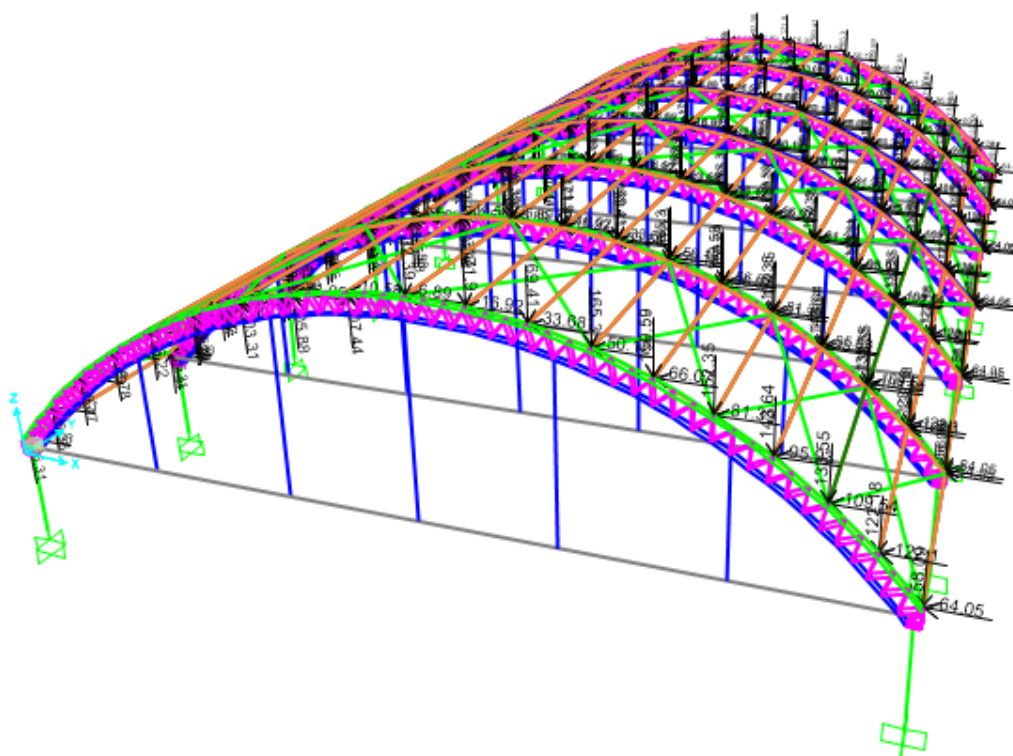


Figura 31 Asignando las cargas de viento X-.

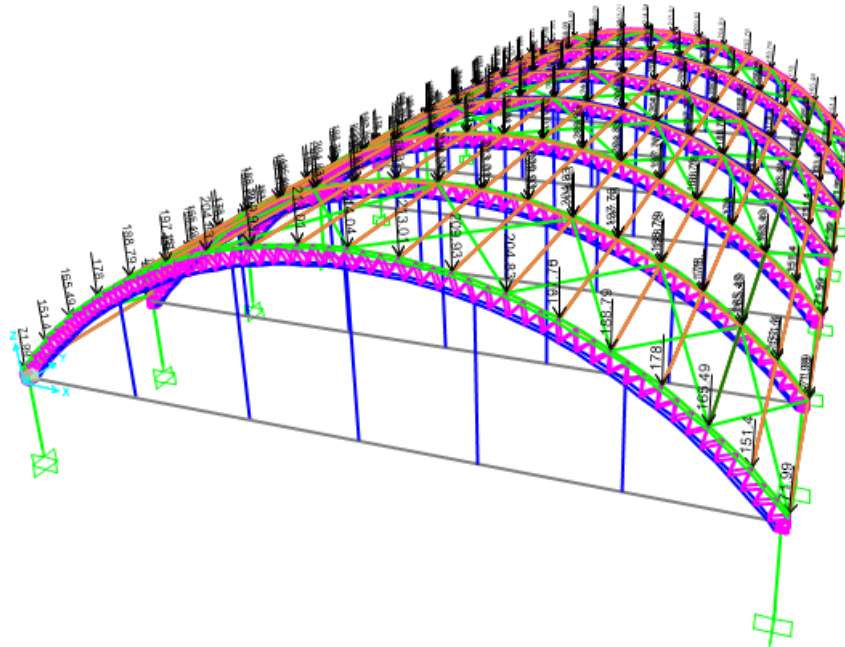


Figura 32 Asignando las cargas vivas sobre techo según norma es de 50 kg/m²

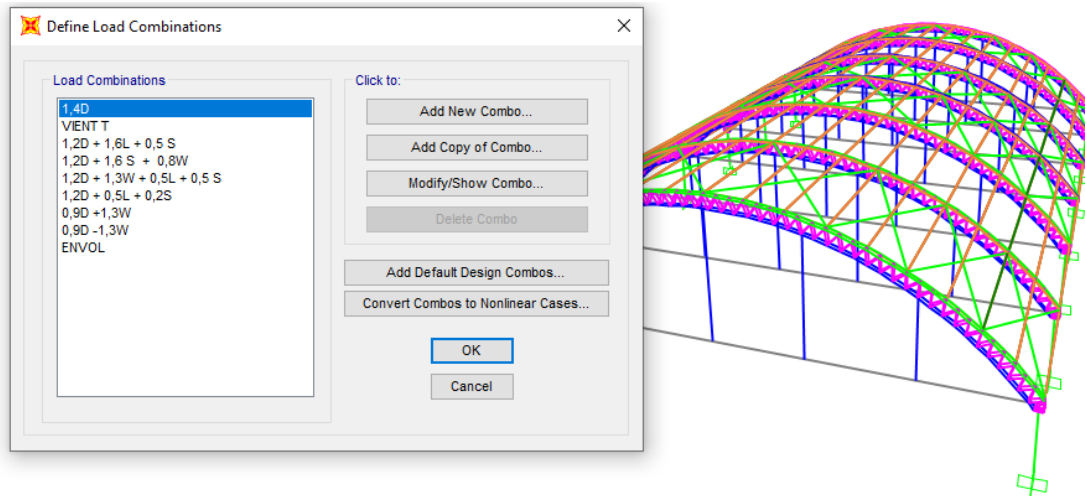


Figura 33 Definición de Combinación de Cargas.

4.12. Resultados

4.12.1. Diseño de los elementos estructurales:

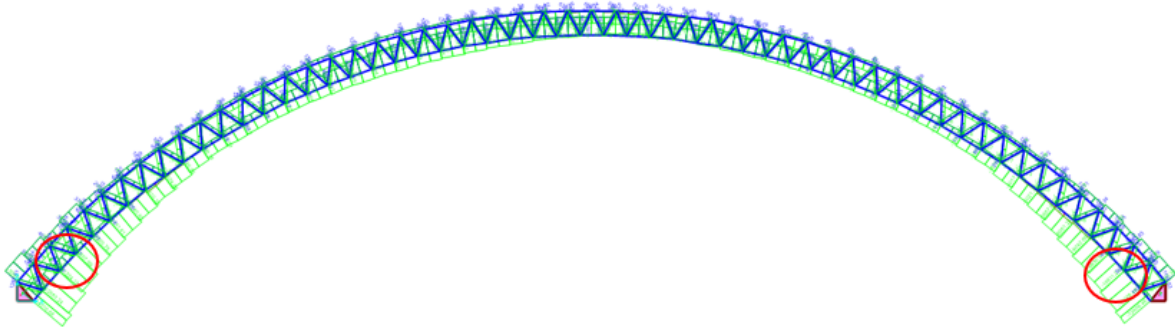


Figura 34 Diseño de brida inferior

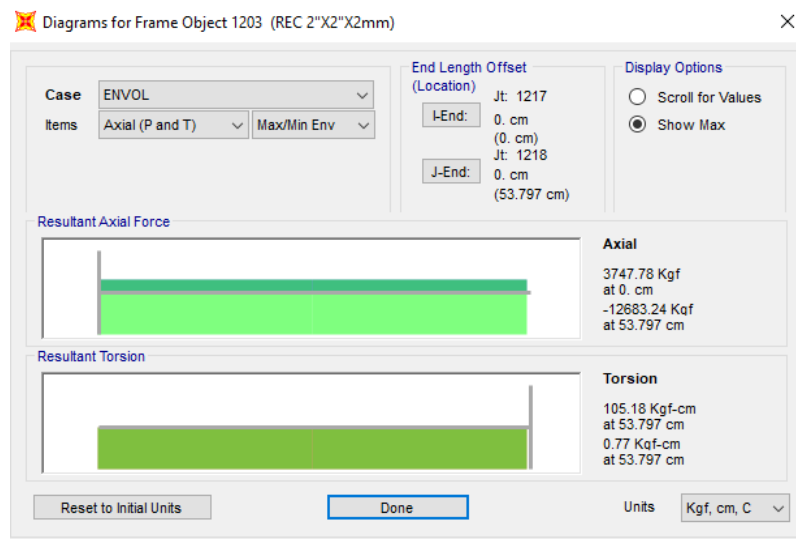





Figura 35 Definiendo la condición de esbeltez

CONDICION DE ESBELTEZ

6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	-----	-----------------------------	---

A36
 E = 2038901.9 kg/cm2
 Fy = 2550 Kg/cm2
 λr(c) = 39.58732083
ALAS
 λp = 31.66985666
 λr(b) = 39.58732083

ALMA
 λp = 68.42951171
 λr(b) = 161.1769491

17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

PARA LAS ALAS

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
B =	50	50	20	25	76.2	50.8	38.1
b =	46	46	16	22	72.2	46.8	34.1
t =	2	2	2	1.5	2	2	2
b/t =	23	23	8	14.66666667	36.1	23.4	17.05
r =	0.0266	0.0224	0.0141	0.018	0.0303	0.0199	0.0148
	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta FALSO</i>	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta compacta</i>

PARA EL ALMA

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
H =	50	70	40	50	76.2	50.8	38.1
h =	46	66	36	47	72.2	46.8	34.1
t =	2	2	2	1.5	2	2	2
h/t =	23	33	18	31.33333333	36.1	23.4	17.05
r =	0.0204	0.0163	0.00801	0.0104	0.0303	0.0199	0.0148
	<i>compacta</i>	<i>compacta</i>	<i>compacta</i>	<i>esbelta</i>	<i>compacta</i>	<i>compacta</i>	<i>compacta</i>

DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESION ALA

(a) When $\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$) $F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$ (b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
KL/r =	18.79699248	22.32142857	35.46099291	27.77777778	16.50165017	25.12562814	33.78378378

$P_n = F_{cr} A_g$

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e \leq 2.25$)
 $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)
 $F_{cr} = 0.877 F_e$

Usar para deter Fcr:	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)
Fe =	56953.35868	40387.97734	16002.73791	26079.60909	73899.4701	31875.88271	17631.10363
Fcr =	2502.658092	2483.495626	2385.475106	2447.748289	2513.435946	2466.031698	2400.214486
φcx Pn =	11604.82557	9511.788247	5340.840215	5291.052701	14912.46681	9627.387748	6931.819434
	<i>no cumple</i>	<i>no cumple</i>	<i>no cumple</i>	<i>no cumple</i>	<i>cumple</i>	<i>no cumple</i>	<i>no cumple</i>
4.71raiz(E/Fy) =	133.1830579						
K =	1						
L =	0.5 m						
Pu(C) =	12683 Kg		HSS 3"x3"X2mm				

DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESION ALMA

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad \text{(a) When } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad \text{(b) When } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \quad F_{cr} = 0.877F_e$$

$KL/r =$ 24.5098039 30.6748466 62.4219725 48.0769231 16.5016502 25.1256281 33.7837838

$$P_n = F_{cr} A_g$$

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

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e \leq 2.25$)
 $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e > 2.25$)
 $F_{cr} = 0.877 F_e$

Usar para deter Fcr:

	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)
$F_e =$	33497.809	21386.0844	5164.41459	8706.08185	73899.4701	31875.8827	17631.1036
$F_{cr} =$	2470.03291	2425.86198	2073.89489	2255.7906	2513.43595	2466.0317	2400.21449
$\phi_c P_n =$	11453.5426	9291.05138	4643.24327	4876.11696	14912.4668	9627.38775	6931.81943
	no cumple	no cumple	no cumple	no cumple	cumple	no cumple	no cumple

4.71raiz(E/Fy) = 133.183058
 K = 1
 L = 0.5 m
 Pu(C) = 12683 Kg 55 3"x3"x2mm

Por lo tanto, se usará perfil de REC 3"x3"x2mm

4.12.2. Diseño de brida superior

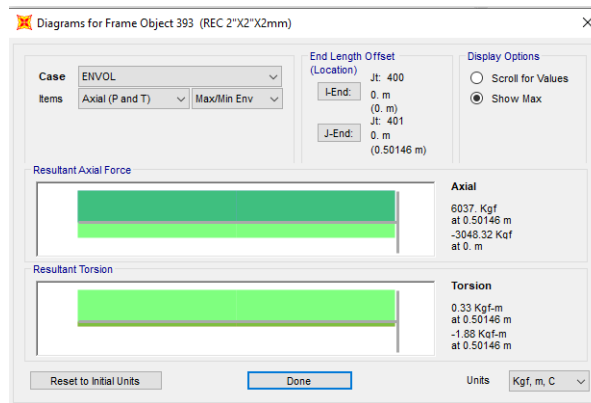
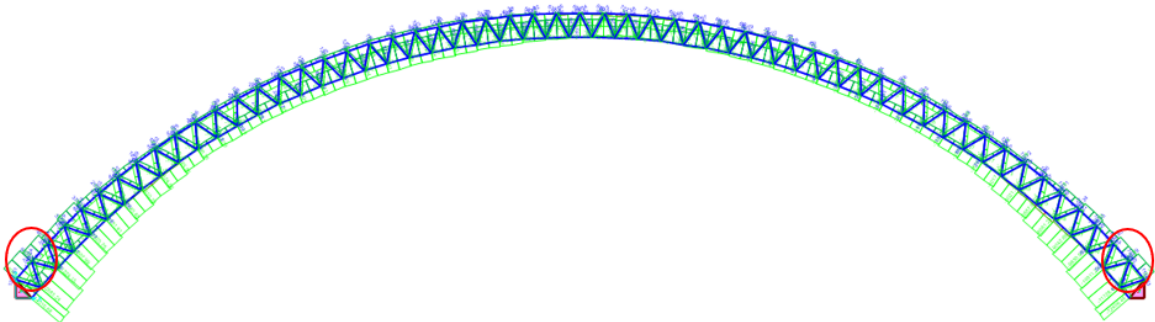


Figura 36 Diseño de brida superior

CONDICION DE ESBELTEZ

6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	-----	-----------------------------	--

A36
 E = 2038901.9 kg/cm2
 Fy = 2550 Kg/cm2
 λr(c) = 39.58732083
ALAS
 λp = 31.66985666
 λr(b) = 39.58732083

ALMA
 λp = 68.42951171
 λr(b) = 161.1769491

17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

PARA LAS ALAS

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
B =	50	50	20	25	76.2	50.8	38.1
b =	46	46	16	22	72.2	46.8	34.1
t =	2	2	2	1.5	2	2	2
b/t =	23	23	8	14.66666667	36.1	23.4	17.05
r =	0.0266	0.0224	0.0141	0.018	0.0303	0.0199	0.0148
	no esbelta	no esbelta	no esbelta	no esbelta	no esbelta	no esbelta	no esbelta
	compacta	compacta	compacta	compacta	FALSO	compacta	compacta

PARA EL ALMA

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
H =	50	70	40	50	76.2	50.8	38.1
h =	46	66	36	47	72.2	46.8	34.1
t =	2	2	2	1.5	2	2	2
h/t =	23	33	18	31.33333333	36.1	23.4	17.05
r =	0.0204	0.0163	0.00801	0.0104	0.0303	0.0199	0.0148
	compacta	compacta	compacta	esbelta	compacta	compacta	compacta

DISEÑO DE ELEMENTOS EN TRACCION ALA

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
Traccion	KL/rx = 18.79699248	22.32142857	35.46099291	27.77777778	16.50165017	25.12562814	33.78378378
	L/r ≤ 300	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	Ag = 4.637	3.83	2.2389	2.1616	5.9331	3.904	2.888
Perfil que cumple	φtx Pn = 10641.915	8789.85	5138.2755	4960.872	13616.4645	8959.68	6627.96
	cumple	cumple	no cumple	no cumple	cumple	cumple	cumple

K = 1
 L = 0.5 m
 Pu(T) = 6037 Kg HSS 40x60X2mm

DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESION ALA

(a) When $\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$) $F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$ (b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
KL/r =	18.79699248	22.32142857	35.46099291	27.77777778	16.50165017	25.12562814	33.78378378

$P_n = F_{cr} A_g$
 $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$
 (a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e \leq 2.25$)
 $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$
 (b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e > 2.25$)
 $F_{cr} = 0.877 F_e$

Usar para deter Fcr:	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)
Fe =	56953.35868	40387.97734	16002.73791	26079.60909	73899.4701	31875.88271	17631.10363
Fcr =	2502.658092	2483.495626	2385.475106	2447.748289	2513.435946	2466.031698	2400.214486
φcx Pn =	11604.82557	9511.788247	5340.840215	5291.052701	14912.46681	9627.387748	6931.819434
	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple

4.71raiz(E/Fy) = 133.1830579
 K = 1
 L = 0.5 m
 Pu(C) = 4675 Kg HSS 40x60X2mm

DISEÑO DE ELEMENTOS EN TRACCION ALMA							
$KL/rx =$	24.5098039	30.6748466	62.4219725	48.0769231	16.5016502	25.1256281	33.7837838
$L/r \leq 300$	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
$A_g =$	4.637	3.83	2.2389	2.1616	5.9331	3.904	2.888
$\phi_t P_n =$	10641.915	8789.85	5138.2755	4960.872	13616.4645	8959.68	6627.96
	cumple	cumple	no cumple	no cumple	cumple	cumple	cumple

DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESION ALMA

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (\text{a) When } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25) \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (\text{b) When } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25) \quad F_{cr} = 0.877F_e$$

$KL/r =$	24.5098039	30.6748466	62.4219725	48.0769231	16.5016502	25.1256281	33.7837838
----------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

$$P_n = F_{cr} A_g$$

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

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e \leq 2.25$)
 $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e > 2.25$)
 $F_{cr} = 0.877 F_e$

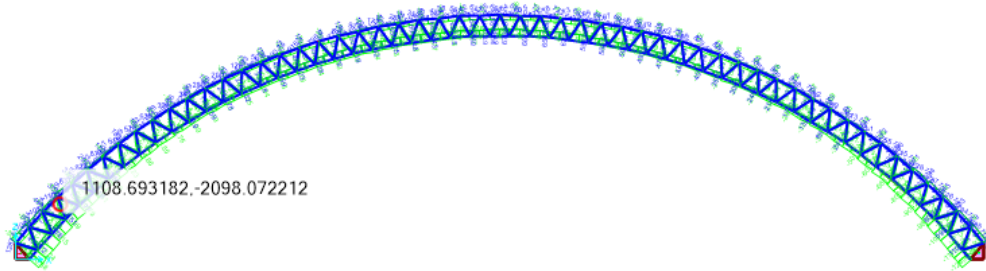
Usar para deter Fcr:

	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)
$F_e =$	33497.809	21386.0844	5164.41459	8706.08185	73899.4701	31875.8827	17631.1036
$F_{cr} =$	2470.03291	2425.86198	2073.89489	2255.7906	2513.43595	2466.0317	2400.21449
$\phi_{cx} P_n =$	11453.5426	9291.05138	4643.24327	4876.11696	14912.4668	9627.38775	6931.81943
	cumple	cumple	no cumple	cumple	cumple	cumple	cumple

4.71raiz(E/Fy) = 133.183058
 K = 1
 L = 0.5 m
 Pu(C) = 4675 Kg SS 40x60X2mm

Por lo tanto, se usará perfil de HSS 40X60X2mm

4.12.3. Diseño de diagonales



1108.693182,-2098.072212

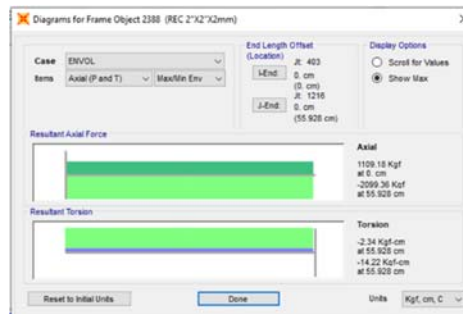



Figura 37 Diseño de Diagonales



CONDICION DE ESBELTEZ

6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	-----	-----------------------------	---

A36
E = 2038901.9 kg/cm2
Fy = 2550 Kg/cm2
λr(c) = 39.58732083

ALAS
λp = 31.66985666
λr(b) = 39.58732083

ALMA
λp = 68.42951171
λr(b) = 161.1769491

17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

PARA LAS ALAS

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
B =	50	50	20	25	76.2	50.8	38.1
b =	46	46	16	22	72.2	46.8	34.1
t =	2	2	2	1.5	2	2	2
b/t =	23	23	8	14.66666667	36.1	23.4	17.05
r =	0.0266	0.0224	0.0141	0.018	0.0303	0.0199	0.0148
	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta FALSO</i>	<i>no esbelta compacta</i>	<i>no esbelta compacta</i>

PARA EL ALMA

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
H =	50	70	40	50	76.2	50.8	38.1
h =	46	66	36	47	72.2	46.8	34.1
t =	2	2	2	1.5	2	2	2
h/t =	23	33	18	31.33333333	36.1	23.4	17.05
r =	0.0204	0.0163	0.00801	0.0104	0.0303	0.0199	0.0148
	<i>compacta</i>	<i>compacta</i>	<i>compacta</i>	<i>esbelta</i>	<i>compacta</i>	<i>compacta</i>	<i>compacta</i>

DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESION ALA

(a) When $\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$) $F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$ (b) When $\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

	HSS 50X70X2mm	HSS 40x60X2mm	HSS 20x40X2mm	HSS 25x50X1.5mm	HSS 3"x3"X2mm	HSS 2"x2"X2mm	HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm
KL/r =	18.79699248	22.32142857	35.46099291	27.77777778	16.50165017	25.12562814	33.78378378

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e \leq 2.25$)
 $P_n = F_{cr} A_g$
 $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$
 $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$
 (b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e > 2.25$)
 $F_{cr} = 0.877 F_e$

Usar para deter Fcr:	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)
Fe =	56953.35868	40387.97734	16002.73791	26079.60909	73899.4701	31875.88271	17631.10363
Fcr =	2502.658092	2483.495626	2385.475106	2447.748289	2513.435946	2466.031698	2400.214486
φc Pn =	11604.82557	9511.788247	5340.840215	5291.052701	14912.46681	9627.387748	6931.819434
	<i>cumple</i>	<i>cumple</i>	<i>cumple</i>	<i>cumple</i>	<i>cumple</i>	<i>cumple</i>	<i>cumple</i>

4.71raiz(E/Fy) = 133.1830579

K = 1
L = 0.5 m
Pu(C) = 2099 Kg

HSS 1 1/2"x1 1/2"X2mm

DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESION ALMA

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad \text{(a) When } \frac{L_c}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{(or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25) \quad F_{cr} = \left(0.658\frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad \text{(b) When } \frac{L_c}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{(or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25) \quad F_{cr} = 0.877F_e$$

$KL/r =$ 24.5098039 30.6748466 62.4219725 48.0769231 16.5016502 25.1256281 33.7837838

$$P_n = F_{cr} A_g$$

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

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e \leq 2.25$)
 $F_{cr} = \left[0.658\frac{F_y}{F_e}\right] F_y$
 (b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $F_y/F_e > 2.25$)
 $F_{cr} = 0.877F_e$

Usar para deter Fcr:

	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)
Fe =	33497.809	21386.0844	5164.41459	8706.08185	73899.4701	31875.8827	17631.1036
Fcr =	2470.03291	2425.86198	2073.89489	2255.7906	2513.43595	2466.0317	2400.21449
φc Pn =	11453.5426	9291.05138	4643.24327	4876.11696	14912.4668	9627.38775	6931.81943
	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple

4.71raiz(E/Fy) = **133.183058**
 K = 1
 L = 0.5 m
 Pu(C) = 2099 Kg 1/2"x1 1/2"x2mm

Por lo tanto, se usará un perfil HSS 1 1/2"x1 1/2"x2mm

4.12.4. Diseño de correas

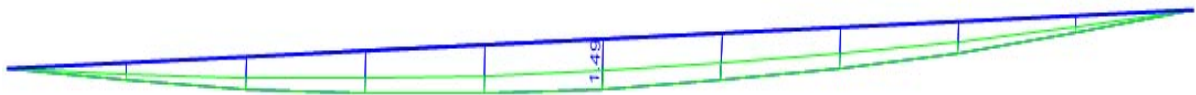


Figura 38 Diseño de correas

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, cm, C

Frame : 4060 X Mid: 212.491 Combo: ENVOL Design Type: Beam
 Length: 570.000 Y Mid: 3255.000 Shape: REC 60X40X2mm Frame Type: OMF
 Loc : 342.000 Z Mid: 252.293 Class: Compact Princpl Rot: 90.000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis Reduction: Tau-b Fixed
 D/C Limit=0.950 2nd Order: General 2nd Order EA factor=0.800 EI factor=0.800
 AlphaPr/Py=0.027 AlphaPr/Pe=0.411 Tau_b=1.000

PhiB=0.900 PhiC=0.900 PhiTY=0.900 PhiTF=0.750
 PhiS=0.900 PhiS-RI=1.000 PhiST=0.900

A=3.840 I33=10.227 r33=1.632 S33=5.114 Av3=2.400
 J=20.240 I22=19.315 r22=2.243 S22=6.438 Av2=1.600
 Ixy=0.000 Imax=19.315 rmax=2.243 Smax=6.438
 Rot= 90 deg Imin=10.227 rmin=1.632 Smin=5.114
 E=2038901.916 fy=2531.051 Ry=1.500 z33=5.856
 RLLF=1.000 Fu=4077.804 z22=7.776

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo ENVOL)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
342.000	-260.178	1645.156	189.598	2.405	-0.123	-1.175

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)

D/C Ratio: 0.640 = 0.520 + 0.110 + 0.010
 = (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.566

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1.000	1.000	1.143

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-260.178	499.971	8747.311

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	1645.156	13339.649	13339.649	13339.649
Minor Moment	189.598	17713.305		

	Tu Moment	Tn Capacity	phi*Tn Capacity
Torsion	-1.175	13341.316	12007.184

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	2.405	1858.804	0.001	OK
Minor Shear	2.143	2952.217	0.001	OK

Siendo la capacidad resistente del material superior al esfuerzo actuante para un perfil tubular HSS 60X30X2mm

4.12.5. Diseño de cajon de apoyo

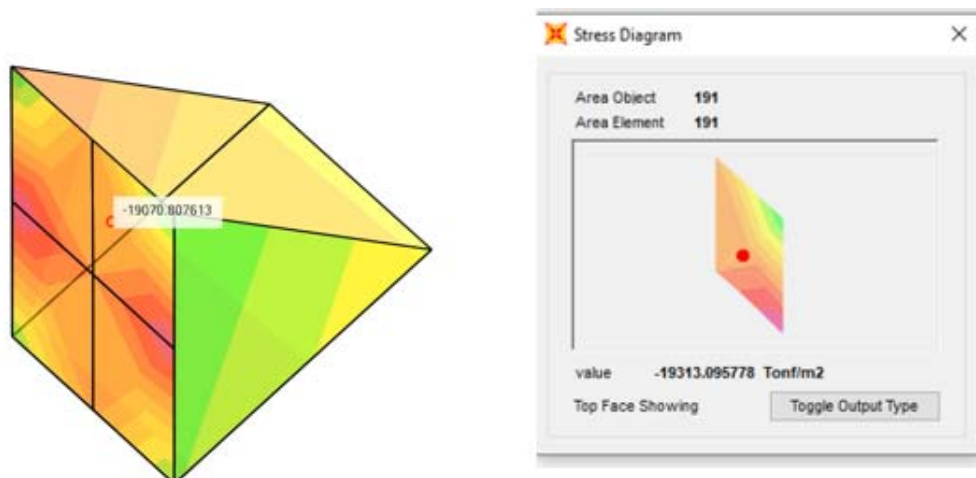


Figura 39 Diseño de cajón de apoyo

VERIFICACION DEL CAJON DE APOYO

$$\text{plancha} = \frac{3/4''}{A \cdot \delta u \leq \phi \cdot \delta y \cdot A}$$

$$P_u < \phi \cdot P_n$$

$$p_u = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \cdot P_n = 22770 \text{ tn/m}^2$$

$$P_u = 19070 \text{ tn/m}^2$$

----- **correcto**

4.12.6. Diseño de templador

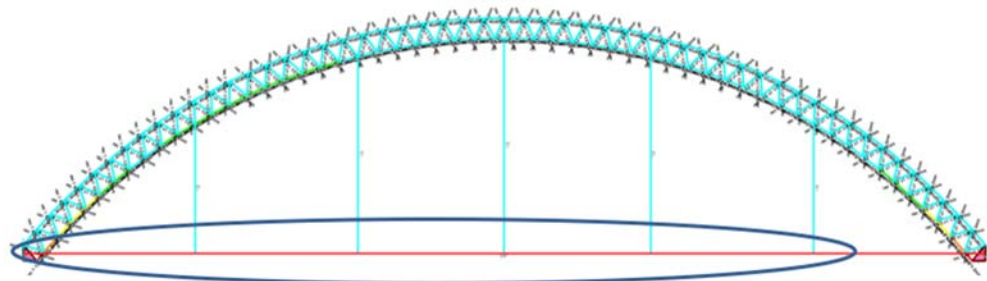


Figura 40 Diseño de templador

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, cm, C

Frame : 3950 X Mid: 1184.714 Combo: COMB3 Design Type: Beam
Length: 2369.429 Y Mid: 2370.000 Shape: 3/4" Frame Type: OMF
Loc : 1946.771 Z Mid: 19.972 Class: Compact Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.950 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0.658 AlphaPr/Pe=1000.0 Tau_b=1.000 EA factor=0.800 EI factor=0.800

PhiB=0.900 PhiC=0.900 PhiTY=0.900 PhiTF=0.750
PhiS=0.900 PhiS-RI=1.000 PhiST=0.900

A=2.850 I33=0.646 r33=0.476 S33=0.679 Av3=2.565
J=1.293 I22=0.646 r22=0.476 S22=0.679 Av2=2.565
E=2038901.916 fy=2531.051 Ry=1.500 z33=1.152
RLLF=1.000 Fu=4077.804 z22=1.152

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo COMB3)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1946.771	4746.684	-530.317	2.828	6.050	0.009	-0.891

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2, H1-1a)

D/C Ratio: 0.922 = 0.731 + 0.191 + 0.001
= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2, H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0.178	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

LTB	Lltb	Kltb	Cb
	1.000	1.000	61.337

Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
	4746.684	1.829	6492.668

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	-530.317	2473.706	2473.706	2624.684
Minor Moment	2.828	2473.706		

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	6.050	3506.041	0.002	OK
Minor Shear	0.009	3506.041	2.683E-06	OK

Siendo el esfuerzo resistente a tensión mayor a esfuerzo actuante para un tensor de $\frac{3}{4}$ "

4.12.7. Diseño de colgador

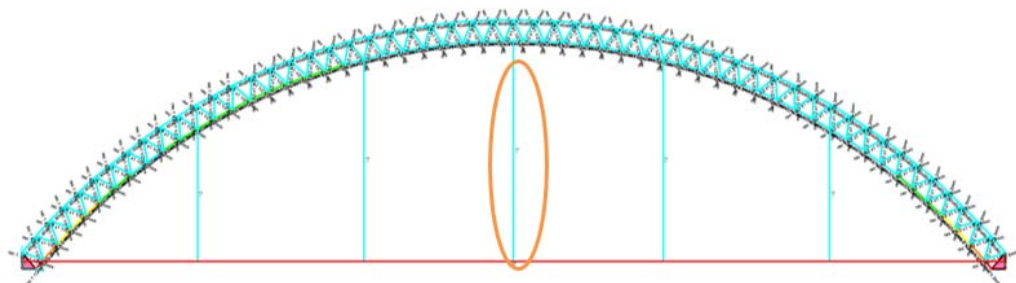


Figura 41 Diseño de colgador

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, cm, C

Frame : 3923 X Mid: 824.556 Combo: COMB5 Design Type: Column
 Length: 485.427 Y Mid: 10.000 Shape: 1/2 Frame Type: OMF
 Loc : 485.427 Z Mid: 262.686 Class: Compact Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0.950 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0.001 AlphaPr/Pe=0.401 Tau_b=1.000 EA factor=0.800 EI factor=0.800

PhiB=0.900 PhiC=0.900 PhiTY=0.900 PhiTF=0.750
 PhiS=0.900 PhiS-RI=1.000 PhiST=0.900

A=1.267 I33=0.128 r33=0.318 S33=0.201 Av3=1.140
 J=0.255 I22=0.128 r22=0.318 S22=0.201 Av2=1.140
 E=2038901.916 fy=2531.051 Ry=1.500 z33=0.341
 RLLF=1.000 Fu=4077.804 z22=0.341

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo COMB5)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
485.427	4.368	-8.297	-1.870	0.017	-0.006	8.920

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-lb)

D/C Ratio: 0.012 = 0.000 + 0.011 + 0.003
 = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2,H1-lb)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1.000	1.000	1.972

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	4.368	8.607	2885.630

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	-8.297	732.950	732.950	777.684
Minor Moment	-1.870	732.950		

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.017	1558.240	1.097E-05	OK
Minor Shear	0.006	1558.240	3.958E-06	OK

Siendo la capacidad resistente del colgador mayor al esfuerzo actuante para un fierro liso de 1/2"

4.12.8. Diseño de tensor de techo

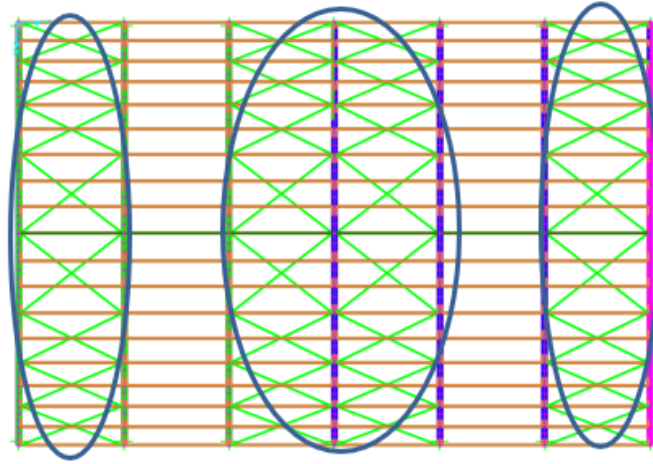


Figura 42 Para un análisis no lineal

Frame : 4143	X Mid: 962.293	Combo: COMB1	Design Type: Brace			
Length: 726.041	Y Mid: 2075.000	Shape: 5/8	Frame Type: OMF			
Loc : 726.041	Z Mid: 567.021	Class: Compact	Princpl Rot: 0.000 degrees			
Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis					
D/C Limit=0.950	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed				
AlphaPr/Py=0.000	AlphaPr/Pe=0.060 Tau_b=1.000	EA factor=0.800	EI factor=0.800			
PhiB=0.900	PhiC=0.900	PhiTY=0.900	PhiTF=0.750			
PhiS=0.900	PhiS-RI=1.000	PhiST=0.900				
A=1.986	I33=0.314	r33=0.398	S33=0.395	Av3=1.787		
J=0.627	I22=0.314	r22=0.398	S22=0.395	Av2=1.787		
E=2038901.916	fy=2531.051	Ry=1.500	z33=0.670			
RLLF=1.000	Fu=4077.804		z22=0.670			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo COMB1)						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
726.041	0.720	-1007.511	8.679	8.137	-0.034	-38.788
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-1b)						
D/C Ratio: 0.701 = 0.000 + 0.700 + 0.006						
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.2,H1-1b)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
LTB	Lltb	Kltb	Cb			
	1.000	1.000	2.177			
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity			
	0.720	9.453	4523.009			
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1		
Minor Moment	-1007.511	1438.317	1438.317	1526.102		
	8.679	1438.317				
SHEAR CHECK						
Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check		
Minor Shear	8.137	2442.425	0.003	OK		
	0.034	2442.425	1.410E-05	OK		

Siendo la capacidad resistente del templador a tracción mayor al esfuerzo actuante para un fierro liso de 5/8"

4.12.9. Diseño de anclaje

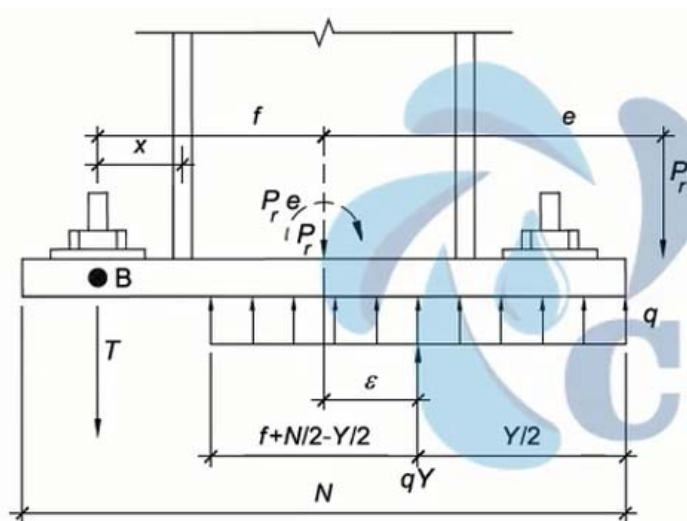


Figura 43 Diseño del anclaje

Tabla 9
Datos de SAP 2000

OutputCase	F3	M2	e
Text	Kgf	Kgf-m	m
1.4D	1547.76	-5E-11	3.2163E-14
1.2D + 0.5Lr	7114.82	-3.4E-10	4.8251E-14
1.2D + 1.6Lr + 0.8W	5381.41	1758.26	0.3267285
1.2D + 1.6Lr - 0.8W	5381.41	-1758.26	0.3267285
1.2D + 1.3W + 0.5Lr	4500.61	2857.17	0.63484061
1.2D - 1.3W + 0.5Lr	4500.61	-2857.17	0.63484061
0.9D + 1.3W	3236.75	-1.4E-10	4.3809E-14
0.9D - 1.3W	1564.27	-2857.17	1.82651972

Fuente datos programa SAP

e = 182.651972
 a = 20
 b = 20

Fy = 2530 Kg/cm2 35985.0562 Psi
 Pu = 1564.27 Kg
 Mu = 285717 Kg-cm
 N = 30 cm
 B = 30 cm 11.8110236 in
 fp(máx) = 116.025 Kg/cm2 1650.2633 Psi
 qmáx = 3480.75 Kg/cm
 ecrit = 14.775297 cm

f = 11.19 cm
 Y = 48.810535 cm
 3.56946503 cm 1.40530119 in
demanda Tu = 10860.1454 Kg 4936.42973 Lb
 2715.03635 4.93642973 Kip
 685.9161 1.23410743
 174.227498
 Ycrit = 0.44940602 cm
 m(N) = 5.5 cm 2.16535433 in
 m(N) = 5.5 cm 2.16535433 in

tp(req) = 0.64782973 in
 tf = 0.635 cm 0.25 in
 x = 1.5075 cm 0.59350394 in
 tp(req) = 0.17518458 in

usaremos plancha de: 0.64782973 in 3/4"

11.8110236 13.8740157 1.905
 11.8110236 13.8740157

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}$$

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

5/8"
 4 pernos

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (\text{LRFD})$$

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \quad t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}} \quad (\text{LRFD})$$

1/4"

$$\phi N_{cbg} = \phi \psi_3 24 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}} \text{ for } h_{ef} < 11 \text{ in.}$$

hef = 12.7 cm 5
 3hef = 38.1
 AN = 900 cm2 139.500279
 ANo = 797 cm2 123.535247
 ψ3 = 1.25
 φ = 0.7
 φNcbg = 4123.99262 Kg 14490.0195 9072.78377
 6586.37248

821.24175
 37800

φ = 0.7
 ψ4 = 1.4

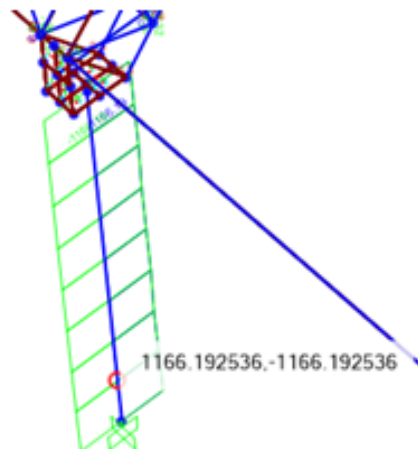
V22 = 1166 kg

h = 12.7 cm

0.24702984 1.59708669
 4.04809387
 4.04809387

ok

$$\phi N_p = \phi \psi_4 A_{brg} 8f'_c$$



Para los esfuerzos presentes en las columnas de 20x20x6mm se requiere según calculo un anclaje de 6 pernos de 5/8" a una profundidad de 15 cm

4.12.10. Diseño de pedestal

DATOS:

$$P_u := 7192 \text{ kgf}$$

$$V_{max} := 1166 \text{ kgf}$$

$$M_{max} := 2857 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$f_c := 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b_p := 30 \text{ cm}$$

$$h_p := 30 \text{ cm}$$

$$Z := 250 \text{ cm}$$

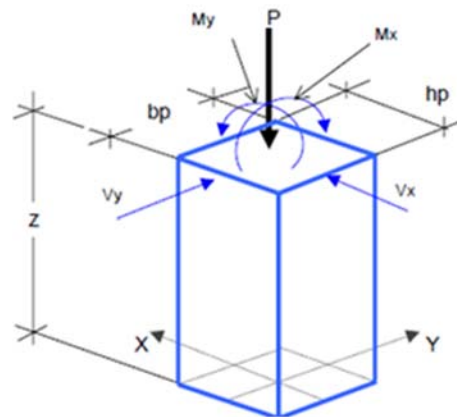


Figura 44 diseño de pedestales

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Análisis de la estructura existente:

De acuerdo a los planteado por el presente trabajo de investigación “evaluación y reforzamiento de la construcción de de cobertura bajo la norma e.030 de una I.E. de la provincia de Yauli”, se evaluo los datos planteado en el expediente tecnico “Construcción de cobertura; en el (1a) IE 4 de diciembre – Santa Barbara de Carhuacayan, distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín”, donde para la obtención de los datos de la ubicación no se tomó en cuenta varios parámetros tanto como la zona, tipo de edificación y el factor de reducción sísmica, de la misma manera los elementos de las bridas tanto superiores como inferiores se encuentran sobre esforzadas ya que se coloco una sola viga por lo que se planteo un conjunto de arcos que formen una viga de 20x50cm según el diseño con perfiles tubulares diferente y para un análisis y diseño se tuvo en consideración las cargas tanto para viento , nieve y sobrecarga en la cobertura por encontrarse en una zona de condiciones climáticas desfavorables.

CONCLUSIONES

1. Se concluye que la brida superior se plantea el uso de un perfil tubular A36 HSS 40X60X2mm y no un perfil de HSS 2”X2”X2mm como se muestra en los planos volviéndolo esto muy sobre esforzado, así como en la brida inferior se plantea el uso de un perfil tubular A36 HSS 3”X3”X2mm y no un perfil de HSS 2”X2”X2mm como se muestra en los planos volviéndolo esto muy sobre esforzado, para esto se propone para los travesaños y los diagonales se planteo utilizar un perfil tubular A36 HSS 1 1/2”X1 1/2”X2mm tanto en compresión y tracción respectivamente para la estructura de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan.
2. Se concluye para una adecuada estabilizacion se coloco colgadores de Φ 1/2”, tensores de Φ 3/4”, templadores de techo de Φ 5/8”, respectivamente para un análisis y diseño no lineal y para esto se planteo el uso de un cajón de apoyo de una plancha de espesor de Φ 3/4” según diseño.
3. Se concluye una vez haber modelado de la estructura planteada y la propuesta reforzada, se propone que para el soporte y transferencia de cargas se planteo una columna tubular metálica de 20cmx20cmx6mm, de la misma manera se plantea el uso de 6 pernos de Φ 5/8” a una profundidad de 15cm con el colocado de sus cartelas respectivas para un agarre y evitar una falla y por ultimo para las correas se encuentran muy espaciadas por lo que se coloca en los nudos utilizando un perfil tubular HSS 40X60X2mm.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda el colocado de dos armaduras tipo arco que formen una viga de 20x 50 cm por un tema de transferencia de cargas y por la luz de la cobertura, así mismo se recomienda el uso de un cajón de apoyo para una mejor sujeción y anclaje de las bridas superior e inferior, para el uso de tensores y colgadores tanto para el arco y en la cobertura para contrarrestar los efectos de esbeltez de los miembros de la cobertura tipo arco metálico.
2. Se recomienda el uso de cartelas en la unión de la columna con la plancha base para una mejor estabilidad, así mismo tomar en cuenta para el diseño de la cobertura considerando las presiones de viento y para el diseño de las columnas las cargas sísmicas estáticas.
3. Se recomienda realizar el diseño de los colgadores y templadores mediante un análisis no lineal, así mismo la verificación de colocado de los estribos en el pedestal de acuerdo a los planos de detalle, verificando los espaciamientos ante las fuerzas cortantes.

BILIOGRAFIA

- Structuralia Blog. (2020). Structuralia. Obtenido de Tipos de presas de fábrica según materiales: <https://blog.structuralia.com/tipos-de-presas>.
- CNEGP. (2019). Comité Nacional Español de Grandes Presas. Obtenido de Las 5 presas más altas de España: <https://www.spancold.org/las-5-presas-mas-altas-de-espana/>
- Eadic. (2019). Obtenido de Nuevas Normas Técnicas de Seguridad para las Grandes Presas: <https://www.eadic.com/nuevas-normas-tecnicas-de-seguridad-para-las-grandes-presas/>
- Egipto.net. (2019). Egipto.net. Obtenido de Presa de Asuán: <https://www.egipto.net/presa-asuan>.
- ESELAGUA. (2014). LA SEGURIDAD DE LAS PRESAS EN ESPAÑA. Obtenido de <http://eselagua.com/2014/02/27/la-seguridad-de-las-presas-en-espana/>
- Ezequiel, A. (1984). Técnicas de investigación social. Argentina: Magisterio del Río de la Plata.
- García Núñez, J. D. (2020). Los embalses y presas más antiguos de Europa: Proserpina, Cornalvo y Arguis. Obtenido de <https://www.iagua.es/blogs/jose-diego-garcia/embalses-y-presas-mas-antiguos-europa-proserpina-cornalvo-y-arguis>.
- Gonzales, J. (2020). Iagua. Obtenido de Envejecimiento notable de estructuras - grandes presas- en #GranCanaria #Canarias: <https://www.iagua.es/blogs/jaime-j-gonzalez-gonzalvez/envejecimiento-notable-estructuras-presas-grancanaria-canarias>

- Hernandez Sampieri, R. (2014). Metodología de la investigación. Mexico D.F: McGraW- HILL/INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Icold Chile . (2020). Icold Chile . Obtenido de Qué es ICOLD-CIGB:
<http://www.icoldchile.cl/icold-internacional/que-es-icold-cigb/>
- Latessa, G. (2011). PRESAS Y CENTRALES ARGENTINAS. Obtenido de PRESAS DE BÓVEDA MÚLTIPLE:
<https://presasuba.wordpress.com/2011/07/23/presas-de-boveda-multiple/>
- Lcda.Mae. Quinteros, N. (2013). Técnicas e Instrumentos. Tesis de Pregrado, Universidad Panamericana de el Salvador, Facultad de Educación , El salvador.
- Miguel, A. (2011). Obtenido de Aliviaderos de presas:
<http://hilenia2001.com/calculodeestructuras/aliviaderos-de-presas/>
- Morodías, N. J. (2018). Consideraciones sobre drenaje y filtracion de presas. Obtenido de <https://www.scribd.com/document/394038527/Consideraciones-Sobre-Filtracion-y-Drenaje-en-Presas>
- Perez Zereceda, G. A., & Vasconcellos Orejuela, G. (2017). Evaluación de tres alternativas de proyecto de presa para el embalse Palo Redondo. Tesis de Pregrado, Facultad de Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, Lima.
- Real Academia Española. (2017). Diccionario de la Lengua Española. Obtenido de <http://dle.rae.es/?id=VGY8hOL>
- Roman Guerrero, G., & Monteza Davila, V. (2018). Diseño de presa para la puesta en valor del humedal Tioyacu, distrito de Yantaló 2018. Tesis de Pregrado, Universidad Cesar Vallejo, Escuela academico Profesional de Ingenieria Civil, Moyobamba.

ANEXOS

Anexos 1: Matriz de Consistencia

TÍTULO: EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN DE DE COBERTURA BAJO LA NORMA E.030 DE UNA I.E. DE LA PROVINCIA DE YAULI

BACHILLER: YARASCA MANDUJANO MARÍA CRISTINA

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	FORMULACIÓN OBJETIVOS	FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS	VARIABLES Y DIMENSIONES	METODOLOGÍA POBLACIÓN Y MUESTRA
<p>PROBLEMA GENERAL</p> <p>¿Como diagnosticar la estructura propuesta de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, bajo la norma e.030 del rne de la obra construcción?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL</p> <p>Realiza una evaluacion de la estructura propuesta existente de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, bajo la norma e.030 del rne de la obra construcción.</p>	<p>HIPÓTESIS GENERAL</p> <p>Una adecuada evaluacion de la estructura propuesta de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, tendra efectos durante su ejecucion.</p>	<p>VARIABLE Evaluación y Reforzamiento de la construcción de de cobertura</p> <p>DIMENSION *Cargas de servicio *Cargas de techo impuestas *Acciones de viento *Robustez *Análisis de trama en ULS *Resistencia de sección transversal *Estimación del Peso</p> <p>ESCALA *0.1–0.25 kN / m 2</p>	<p>MÉTODO DE INVESTIGACIÓN: Método Científico</p> <p>TIPO DE INVESTIGACIÓN: Aplicada</p> <p>NIVEL DE INVESTIGACIÓN: Descriptivo</p> <p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN: no Experimental</p> <p>POBLACIÓN Y MUESTRA: POBLACIÓN: Para el caso de esta investigacion se definio la</p>
<p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</p> <p>a) ¿Como estabilizar la estructura propuesta bajo la norma de la IE 4 de</p>	<p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <p>a) Proponer un reforzamiento en la estructura propuesta</p>	<p>HIPÓTESIS ESPECIFICAS</p> <p>a) Un adecuado reforzamiento en la estructura propuesta de</p>		

<p>diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín?</p> <p>b) ¿Cual sera los resultados de la estructura propuesta y la reforzada bajo la norma E.030 del RNE de la obra construcción IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín?</p>	<p>bajo la norma E.030 del RNE de la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín.</p> <p>b) Evaluar los resultados de la estructura propuesta y la reforzada bajo la norma E.030 del RNE de la obra construcción IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín.</p>	<p>la IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, optendra efectos durante la ejecucion del proyecto.</p> <p>b) Los resultados procesados de la estructura propuesta y reforzada bajo la norma E.030 del RNE de la obra construcción IE 4 de diciembre del distrito de Santa Barbara de Carhuacayan, provincia Yauli, departamento de Junín, optendra efectos durante la ejecucion del proyecto.</p>	<p>*$0.6 [(60 - \alpha) / 30]$ *Milímetros *Deformacion de Milímetros/ Area *plástico en estructura metálica *ULS (Estado Límite Ultimo) *Momentos de torque m/kg *Kg/m²</p>	<p>poblacion por los centro educativos de la provinia de Yauli del departamento de Junin.</p> <p>La Muestra fue no probabilística, el tipo de muestreo fue por conveniencia, según carrasco (2005, p. 243) considera “el investigador selecciona sobre la base de su propio criterio las unidades de análisis”, para nuestro caso la muestra estuvo constituida por el IE 4 de diciembre santa barbara de carhuacayan, distrito de santa barbara de carhuacayan, provincia yauli, departamento de junín</p>
--	---	--	--	---

Anexos 2: Matriz de operacionalización de variables

Variable	Dimension	Indicador	Escala
Evaluación y Reforzamiento de la construcción de de cobertura	Cargas de servicio	En los pórticos, pueden producirse cargas puntuales pesadas de pasarelas suspendidas, unidades de tratamiento de aire, etc.	0.1–0.25 kN / m ²
	Cargas de techo impuestas	Una carga de punto, Q_k está dada, que se utiliza para la comprobación local de materiales de techo y fijaciones, y una carga uniformemente distribuida, q_k , a ser aplicado verticalmente $30^\circ < \alpha < 60$	0.6 [60 - α] / 30]
	Acciones de viento	El diseñador debe hacer una elección cuidadosa entre una evaluación rigurosa y compleja de las acciones del viento y el uso de simplificaciones que facilitan el proceso de diseño pero hacen que las cargas sean más conservadoras	Milímetros
	Robustez	Los requisitos de robustez están diseñados para garantizar que cualquier colapso estructural no sea desproporcionado con la causa.	Deformacion de Milímetros/ Area
	Análisis de trama en ULS	En el estado límite último (ULS), los métodos de análisis de pórticos se dividen en dos tipos : análisis elástico y análisis plástico.	plástico en estructura metálica
			ULS (Estado Límite Ultimo)
	Resistencia de sección transversal	Se deben verificar las resistencias a la flexión de los miembros, axial y al corte. Si la fuerza de corte o axial es alta, la resistencia a la flexión se reduce, por lo que es necesario verificar la fuerza de corte combinada y la fuerza de flexión y axial y las resistencias a la flexión	Momentos de torque m/kg
	Estimación del Peso	Cargas ingresadas al software de modalimiento	Kg/m ²

Anexos 3: Panel Fotográfico











Anexos 4: código fuente del Programa SAP

Calculo de carga crítica a compresión resistida por el concreto

$$A_g := b_p \cdot h_p = 900 \text{ cm}^2$$

$$C_r := 0.1 \cdot f_c \cdot A_g = 15750 \text{ kgf}$$

$$Sol := \begin{cases} \text{if } C_r \geq P_u \\ \quad \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"falta"} \end{cases} = \text{"cumple"}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN:

calculo del momento último en la base del pedestal

$$V_z := V_{max} \cdot Z = 291500 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_u := M_{max} + V_z = 5772 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

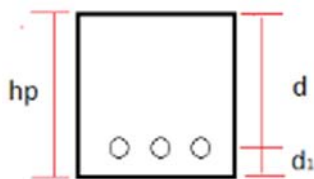
calculo del peralte efectivo:

$$\phi := \frac{3}{8}$$

$$rec := 4 \text{ cm}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\Phi 1 := \begin{cases} \text{if } \Phi = \frac{3}{8} \\ \quad \parallel 0.95 \text{ cm} \\ \text{else if } \Phi = \frac{1}{2} \\ \quad \parallel 1.27 \text{ cm} \\ \text{else if } \Phi = \frac{5}{8} \\ \quad \parallel 1.58 \text{ cm} \end{cases} = 0.95 \text{ cm}$$



$$d1 := rec + \frac{\Phi 1}{2} = 4.475 \text{ cm}$$

$$d := hp - d1 = 25.525 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y 0.9d}$$

$$A_s := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot d} = 6.647 \text{ cm}^2$$

area de acero minimo por temperatura:

$$A_{smin} := 0.0020 \cdot b_p \cdot h_p = 1.8 \text{ cm}^2$$

refuerzo por flexion:

$$A_{smin1} := \frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_p \cdot d \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{0.5} = 0.603 \text{ cm}^2$$

pero no menor que:

$$A_{smin2} := \frac{1.4 \cdot b_p \cdot d}{f_y} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.255 \text{ cm}^2$$

if $Asmin1 \geq Asmin2$ = "ok"
 || "ok"
 else
 || "falta"

$$As.req := \max(Asmin1, Asmin2) = 0.603 \text{ cm}^2$$

refuerzo por flexion final:

$$Asflex := \max(As.req, Asmin, As) = 6.647 \text{ cm}^2$$

revision del acero minimo a compresion:

$$Asmin.com := 0.01 \cdot Ag = 9 \text{ cm}^2$$

$$usar := \max(Asmin.com, Asflex) = 9 \text{ cm}^2$$

if ($usar = Asmin.com$, "compresion", "flexion") = "compresion"

$$\phi := \frac{5}{8}$$

numero de varillas

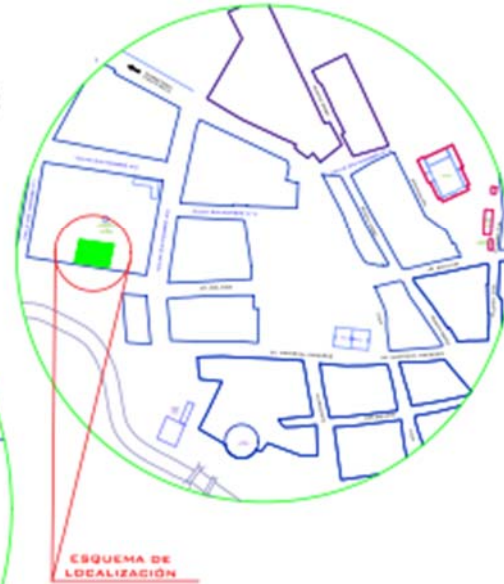
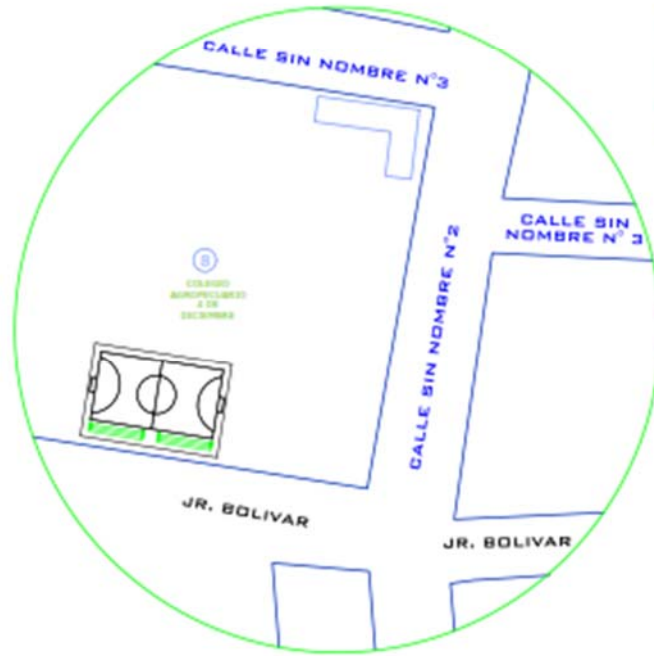
$$\phi1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi = \frac{3}{8} \\ \quad \left\| 0.71 \text{ cm}^2 \right. \\ \text{else if } \phi = \frac{1}{2} \\ \quad \left\| 1.29 \text{ cm}^2 \right. \\ \text{else if } \phi = \frac{5}{8} \\ \quad \left\| 1.99 \text{ cm}^2 \right. \end{array} \right\| = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$n := 6$$

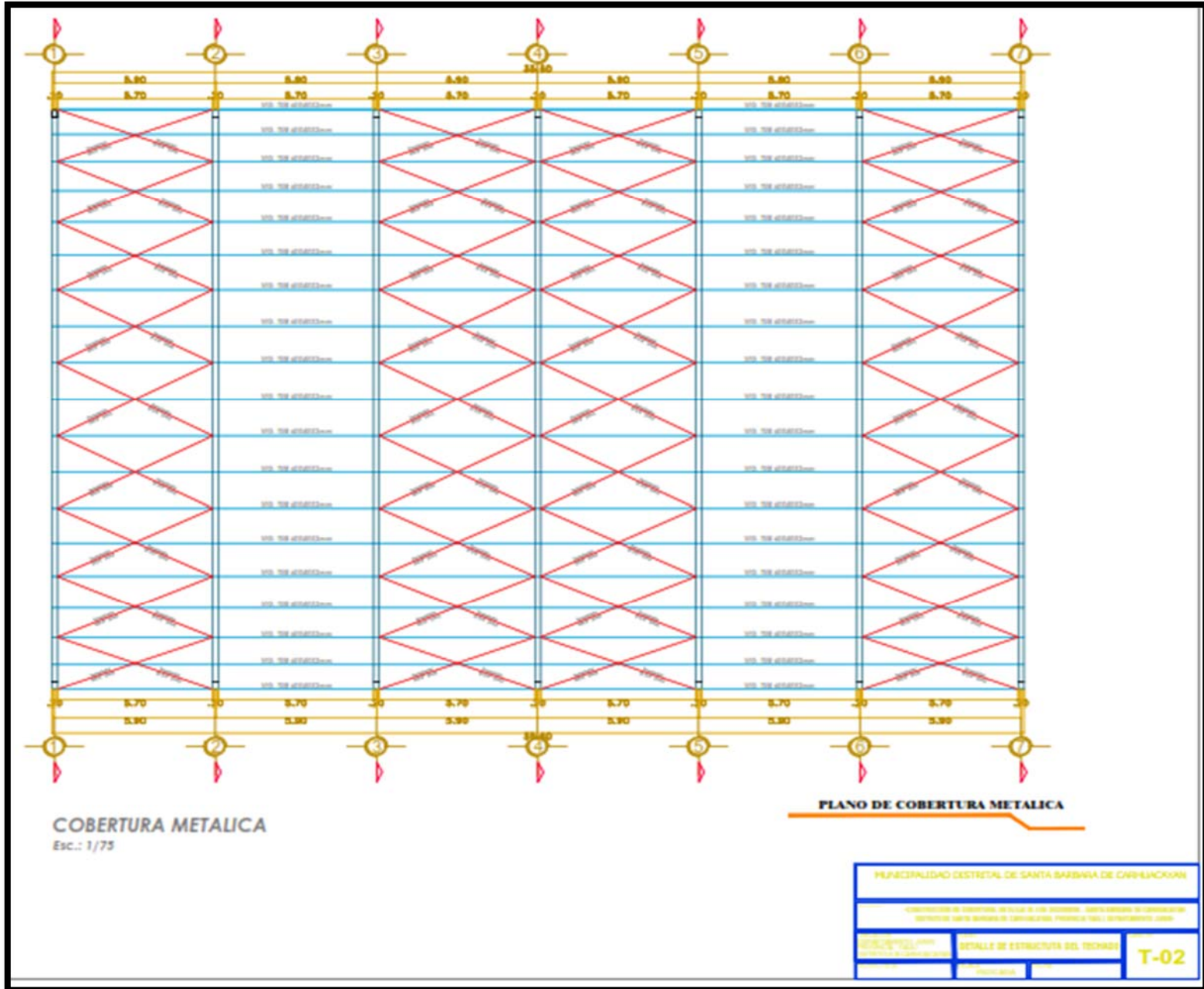
Anexos 5: Planos

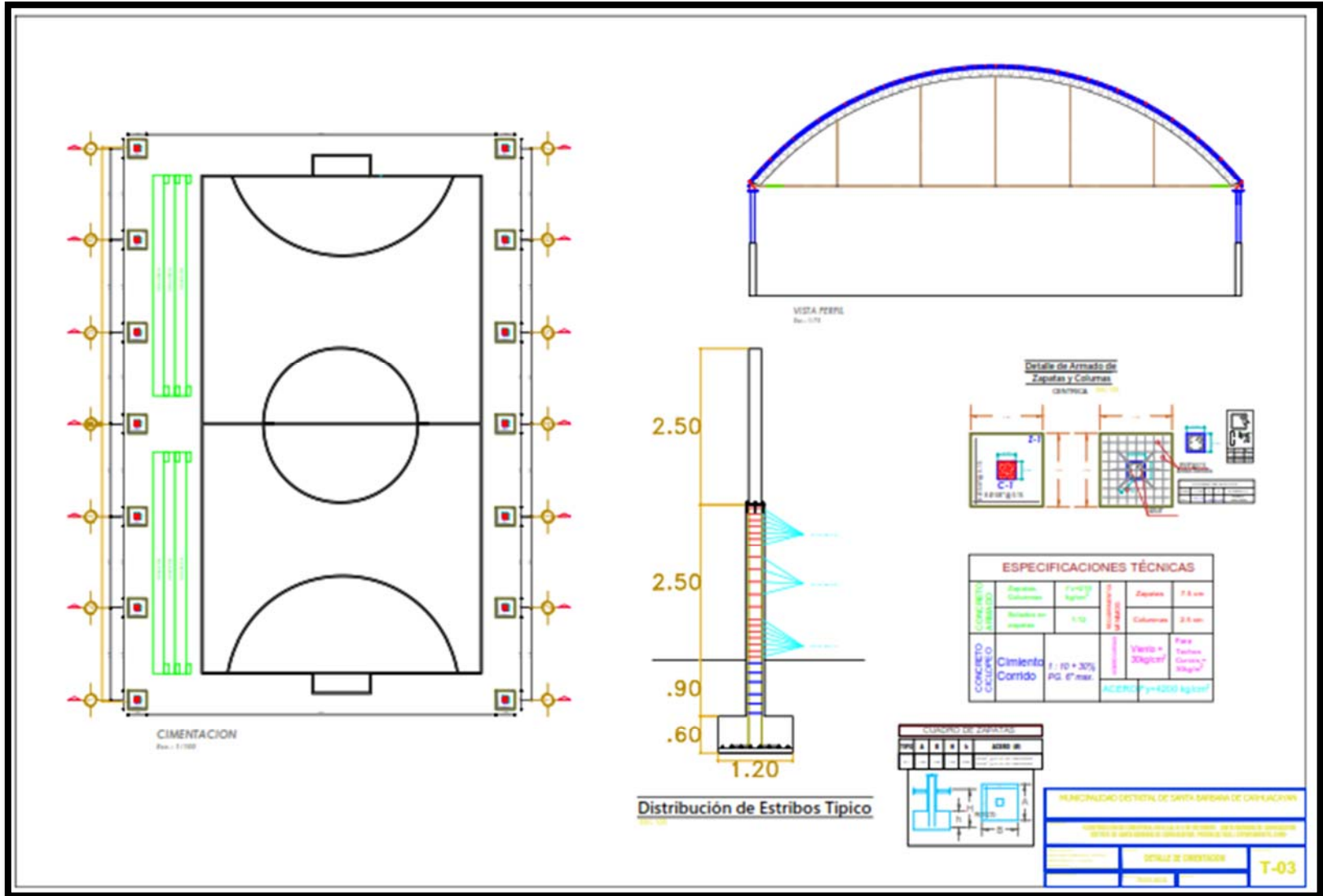


LOCALIZACION DEPARTAMENTAL









ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			
CONCRETO ARMADO:	Zapatas, Columnas	f'cd = 30 kg/cm²	Zapatas: 7.5 cm
	Estribos en zapatas	f'cd = 15	Columnas: 2.5 cm
CONCRETO CELSICO:	Cimiento Corrido	f'cd = 10 + 30% PG. 6" max.	Filetes: 1.5 cm
			Garapa: 1.5 cm
			ACERO: fy = 4200 kg/cm²

COMPONENTES DE ZAPATAS			
NO.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
1	ZAPATA	1	m²
2	ESTRIBO	1	m
3	REBARBA	1	m
4	REBARBA	1	m
5	REBARBA	1	m
6	REBARBA	1	m
7	REBARBA	1	m
8	REBARBA	1	m
9	REBARBA	1	m
10	REBARBA	1	m
11	REBARBA	1	m
12	REBARBA	1	m
13	REBARBA	1	m
14	REBARBA	1	m
15	REBARBA	1	m
16	REBARBA	1	m
17	REBARBA	1	m
18	REBARBA	1	m
19	REBARBA	1	m
20	REBARBA	1	m

MUNICIPALIDAD DESTINADA DE SANTA ESPERANZA DE CALIFORNIA			
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CENTRO DE COMERCIO Y SERVICIOS DE SANTA ESPERANZA DE CALIFORNIA			
DETALLE DE OBRAS DE			
			T-03

