

CAPÍTULO I
“INTRODUCCIÓN”

1. Introducción

Una estación de bomberos, es un espacio físico, donde se desempeña las operaciones que efectúa el cuerpo de bomberos. Como actividades principales dentro de esta entidad, está: Proporcionar la logística del personal, resguardo del equipo de emergencia, entrenamiento físico, enseñanza teórica-práctica del ejercicio como bombero, proporcionar alimentación, recreación y acuartelamiento de personal. El cuerpo de bomberos, tiene como objetivo específico; dar respuesta a emergencias de prevención de diferentes tipos de incendio, desastres naturales, rescate de personas; en elevadores, colisión de vehículos, fugas de gas, derrames de combustibles o productos químicos, rescates acuáticos y captura o rescate de animales.

Estaciones de bomberos en la ciudad de Tarija

La ciudad de Tarija actualmente cuenta con una estación de bomberos voluntarios y un cuartel de bomberos, de las dos infraestructuras mencionadas ambas están en funcionamiento.

Denominado: “Estación de bomberos voluntarios Brasschaat”. Ubicado en la avenida; Circunvalación s/n - Barrio los Chapacos ; es la estación que más apoyo brinda a la ciudadanía tarijeña, por tener más registros de datos por su antigüedad en; accidentes, rescates e incendios.

El siguiente: “Cuartel de bomberos de Tarija”. Actualmente en funcionamiento, ubicado en el Barrio; San Jorge I, al lado del penal de Morros Blancos. Entregada en el mes de julio (2019); no registra los datos sufrientes en la actualidad (2020), para el estudio e información de accidentes, rescate e incendios. Al ser un cuartel, pretende el albergue y el entrenamiento eficaz a los bomberos de la policía boliviana.

1.1 Problema

Debido a los últimos accidentes e incendios en el área rural como urbana; un 9 de agosto (2017), se produjo un incendio catastrófico en la: “Reserva biológica cordillera de Sama”, arrasando 10.600 ha a su paso y la muerte de tres personas al sofocar el incendio.

Por esta razón surge el problema, por tener; pocas infraestructuras de servicio contra incendios, falta de capacitación al personal, equipo inadecuado y la falta de

concientización a la ciudadanía, ante el peligro de incendios o accidentes; produce no solo pérdidas materiales sino lo más valioso, que son las vidas humanas.

Se ilustra en el siguiente flujograma, los efectos directos e indirectos, que ocasionan el surgimiento del problema central.

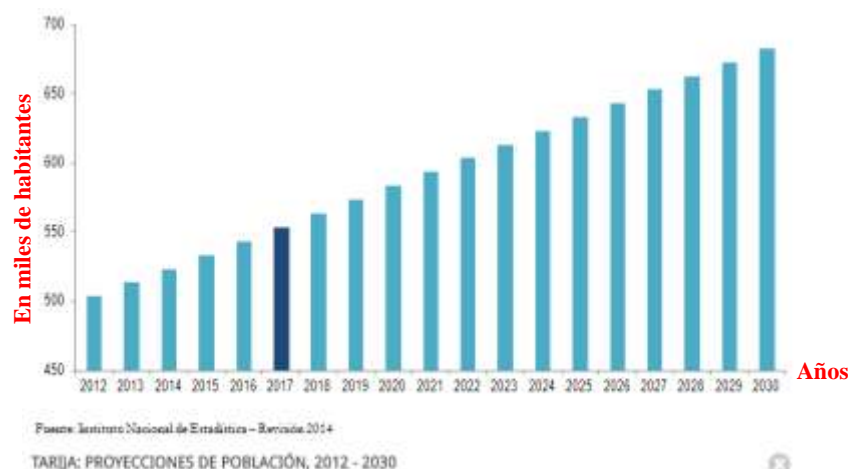
Cuadro 1. 1 Flujograma de los efectos directos e indirectos del problema central.



Fuente: Construcción de una Estación de Bomberos (República de Colombia).

1.1.1 Planteamiento del problema

Figura 1. 1 Proyección de población 2012-2030, de la ciudad de Tarija.



Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE)- Revisión

El crecimiento demográfico de la ciudad de Tarija, que ha aumentado en los últimos 10 años; según el censo 2012, realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE):

“Tarija contará con aproximadamente 553.000 habitantes, según proyecciones poblacionales a junio de 2017; 50,5% hombres y 49,5% mujeres, informó el Instituto Nacional de Estadística (INE). **Tarija, 14 de abril de 2017**”, ver la Figura 1.1.

Como la población va en crecimiento cada año. Crece también la probabilidad de los accidentes como incendios, dentro del área rural y urbana; que requiere la respuesta inmediata, del personal capacitado, para evitar pérdidas materiales y humanas. Ante tal emergencia de una población necesitada, se plantea el diseño estructural de la estación de bomberos voluntarios “El corazón de Tarija”, ubicado en un punto estratégico (Zona el Tejar); el cual brindara auxilio a la zona céntrica y zona norte de la ciudad.

1.1.2 Formulación del problema

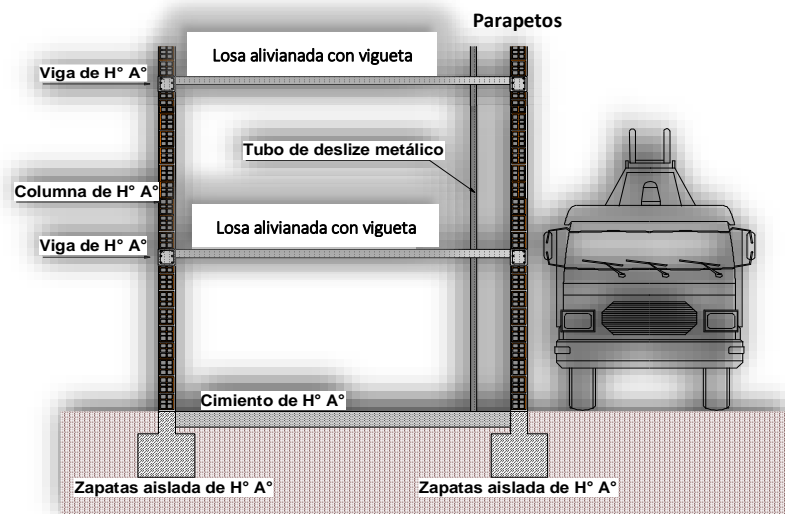
Realizar el diseño estructural, de una nueva Estación de Bomberos Voluntarios denominado; “El Corazón de Tarija”, ubicado en la zona el Tejar.

1.1.3 Sistematización del problema

1.1.3.1 EDIFICIO ADMINISTRATIVO DEL PERSONAL (MÓDULO A)

- **Cubierta:** Cubierta de losa alivianada con viguetas pretensadas.
- **Entrepisos:** Losa alivianada con viguetas pretensadas.
- **Estructura de sustentación:** Pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas.
- **Cimientos:** Realizados de H°A°.
- **Fundaciones:** Zapatas aisladas de H°A°.

Figura 1. 2 Elementos estructurales de la alternativa de solución (MÓDULO “A”).

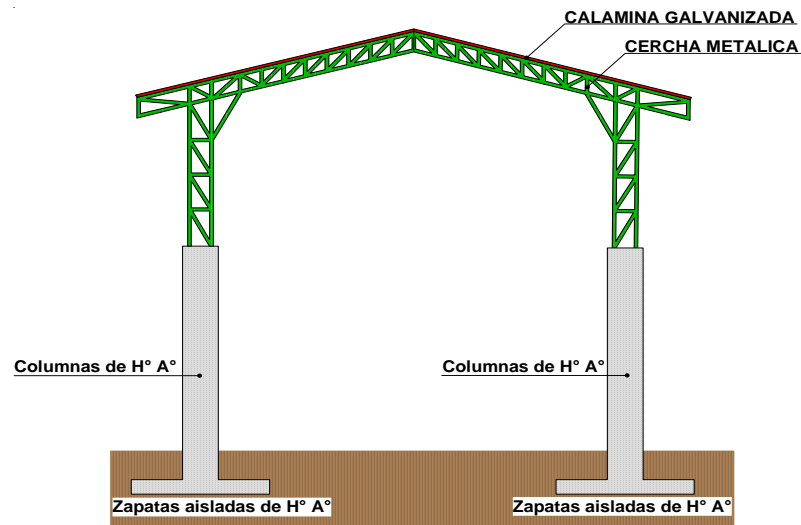


Fuente: Elaboración propia.

1.1.3.2 TINGLADO METÁLICO (MÓDULO B)

- **Cubierta:** Cubierta metálica de calamina galvanizada ondulada.
- **Estructura de sustentación:** Columnas de H°A°.
- **Cimientos:** Realizados de H°A°.
- **Fundaciones:** Zapatas aisladas de H°A°.

Figura 1. 3 Elementos estructurales de la alternativa de solución (MÓDULO “B”).



Fuente: Elaboración propia.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Realizar el diseño Estructural de la: “Estación de Bomberos Voluntarios, denominado “El Corazón de Tarija”, localizada en la zona el Tejar”; utilizando como base de cálculo la norma boliviana CBH- 87.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico.
- Realizar y analizar el estudio de suelos.
- Realizar el análisis de cargas para todos los elementos estructurales.
- Realizar el cálculo estructural de la edificación, utilizando como herramienta de ayuda el programa Cypecad y Sap-2000.
- Elaborar los planos de armadura de los elementos estructurales y complementarios.
- Elaborar las respectivas especificaciones técnicas.

- Determinar el presupuesto general de la obra.

1.3 Justificación

Las razones por las cuales se plantea llevar a cabo el diseño del proyecto, son las siguientes:

1.3.1 Social

La Estación de bomberos voluntarios, brindara un funcionamiento eficaz a toda la población de la ciudad de Tarija; previniendo los accidentes, contra incendios, primeros auxilios y rescate. Así también impactar de manera positiva, concientizando a la población del peligro ante situaciones de emergencia; capacitándolos de manera gratuita, como bomberos voluntarios.

Se espera que, en la etapa de ejecución y mantenimiento, la estructura tenga una adecuada estética con los edificios circundantes.

1.3.2 Económico

El proyecto llevado a cabo, tendrá el respaldo económico para su ejecución y mantenimiento, de las siguientes entidades:

- El gobierno municipal de la ciudad de Tarija.
- El aporte voluntario de la población Tarijeña.

1.3.3 Técnica

La zona de construcción, cumple con todas las características técnicas; requeridas para este tipo de obras. Esta afirmación se basa en la información, tanto topográfica, como geológica y el estudio de suelos.

Se debe verificar con cautela las repercusiones de las cargas, sobre las estructuras reales que las soportan; garantizando seguridad y confort. Pero no solamente, se debe de pensar en la seguridad de una estructura, sino también en lo económico; motivo por el cual se deben evaluar alternativas de diseño, para poder así escoger la más viable; en cuanto al aspecto técnico y económico.

1.3.4 Ambiental

El lugar de construcción de la entidad pública, no afecta de manera negativa al medio ambiente; ya que, en su ejecución, no se talará árboles o desviarán ríos o cualquier impacto negativo que dañe a la naturaleza. Esto es debido a que la zona de emplazamiento, no cuenta con área verde; dentro del perímetro de cierre del terreno.

1.4 Alcance del proyecto

El alcance del proyecto, se limita únicamente al diseño estructural de la edificación planteada; no contempla el diseño de instalaciones eléctricas, gas y sanitaria.

1.5 Resultados a Lograr

Se plantea los siguientes resultados, que se deberán alcanzar y desarrollar en CIV-502:

- Realizar el levantamiento topográfico.
- Realizar y analizar el estudio de suelos.
- Realizar el análisis de cargas para todos los elementos estructurales.
- Realizar el cálculo estructural de la edificación, utilizando como herramienta de ayuda el programa Cypecad y Sap-2000.
- Elaborar los planos de armadura, de los elementos estructurales y complementarios.
- Elaborar las respectivas especificaciones técnicas.
- Determinar el presupuesto general de la obra.
- Planificar la secuencia de actividades de construcción (Cronograma).

1.6 Aporte académico

Realizar el: “Análisis comparativo de costos entre un Tinglado Metálico tradicional (a dos aguas) y un Tinglado Metálico Parabólico”.

1.7 Ubicación del proyecto

El diseño estructural, está ubicada en la zona el Tejar, provincia Cercado; departamento de Tarija. Con las siguientes coordenadas UTM.

Tabla 1. 1 Coordenadas UTM expresada en (m).

| PUNTOS | ESTE (E) | NORTE (N) |
|-----------|-------------|--------------|
| P1 | 321112.29 m | 7616720.34 m |
| P2 | 321072.55 m | 7616689.72 m |
| P3 | 321110.70 m | 7616656.69 m |
| P4 | 321147.16 m | 7616682.90 m |

Fuente: Aplicación del Google Heard.

Figura 1. 4 Localización del terreno de construcción.



Fuente: Aplicación del Google Heard.

CAPÍTULO II
“MARCO TEÓRICO”

2. Marco teórico

2.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el punto de partida, para poder realizar toda una serie de etapas básicas, como: replanteo e identificación del terreno, levantamiento de planos (planimétricos y altimétricos), deslindes, amojonamientos y demás. Existen dos grandes modalidades:

- El levantamiento topográfico planimétrico; es el conjunto de operaciones necesarias, para obtener los detalles del terreno y definir su proyección, sobre el plano de comparación.
- El levantamiento topográfico altimétrico; es el conjunto de operaciones necesarias para obtener el relieve, respecto al plano de comparación.

El intervalo entre curvas de nivel sucesivas, se elige en función de la escala del plano, naturaleza del terreno y las pendientes del mismo. Para realizar una representación clara, es conveniente que la separación grafica; entre dos curvas consecutivas sea mayor o iguala a 1 mm, pudiendo llegar en casos excepcionales a 0,5 mm.

Tabla 2. 1 Relación entre Escala - pendiente del terreno.

| Escala del plano o mapa | Pendiente del terreno | Equidistancia elegida (m) | Separación curvas en el terreno (m) | Separación curvas en el plano (mm) |
|-------------------------|-----------------------|---------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| 1 / 10.000 | 1 / 100 | 1 | 100 | 10 |
| 1 / 10.000 | 10 / 100 | 1 | 10 | 1 |
| 1 / 10.000 | 20 / 100 | 1 | 5 | 0,5 |
| 1 / 2.000 | 1 / 100 | 1 | 100 | 50 |
| 1 / 2.000 | 10 / 100 | 1 | 10 | 5 |
| 1 / 2.000 | 20 / 100 | 0,5 | 2,5 | 1,25 |
| 1 / 1.000 | 10 / 100 | 1 | 10 | 10 |
| 1 / 1.000 | 10 / 100 | 0,5 | 5 | 5 |

Fuente: Nociones de un topógrafo (Jorge Franco Rey).

El presente proyecto, no contiene puntos topográficos, para realizar los diferentes planos de: planimetría y altimetría. Por lo tanto, la elaboración del replanteo de estos planos, serán realizados por el proponente del proyecto.

2.2 Estudio de suelos

2.2.1 Clasificación de suelos

Se basa en la determinación de los tamaños y tipos de suelo. Existen dos sistemas de clasificación, que determinan el rango de las partículas, de tal modo que son recomendados por los mismos, ver la Tabla 2.2.

Tabla 2. 2 Sistemas de clasificación de suelos.

| Sistema de clasificación | Tamaño del grano (mm) |
|--------------------------|---|
| UNIFICADO | Grava: 75mm a 4,75 mm Arena: 4,75 mm a 0,075 mm Limo y arcilla (finos): <0,075 mm |
| AASTHO | Grava: 75mm a 2 mm Arena: 2 mm a 0,05 mm Limo: 0,05 mm a 0,002 mm Arcilla: <0,002 mm |

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotecnia 7ma.edi. (Brajam M. Das).

2.2.2 Distribución Granulometría

El análisis granulométrico, efectuado en laboratorio; se realiza, tomando una muestra representativa del suelo seco, bien pulverizado, que debe de pasar a través de un apilo de tamices; con aberturas estandarizadas. Posteriormente, se pesa la cantidad de suelo retenido en cada tamiz, determinando el porcentaje en peso, acumulado en cada una de ellas. Los suelos que contienen una fracción fina (limosa y arcillosa (Tamiz n° 200)), son tratados de forma diferente; con ensayos de sedimentación o análisis hidrométrico. Los suelos granulares o arenosos, pueden ser “bien graduados” o “mal graduados”, pero se debe determinar, los coeficientes de uniformidad (Cu) como el coeficiente de curvatura (Cc).

2.2.2.1 Coeficiente de uniformidad (Cu)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

- D_{60} = Diámetro debajo del cual se sitúa el 60% de las partículas en peso.
- D_{10} = Diámetro debajo del cual se sitúa el 10% de las partículas en peso.

El coeficiente de uniformidad (Cu), nos indica la amplitud de los tamaños de granos en una curva granulométrica.

2.2.2.2 Coeficiente de curvatura (Cc)

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{60}) \times (D_{10})}$$

Donde:

- D_{30} = Diámetro debajo del cual se sitúa el 30% de las partículas en peso.

El coeficiente de curvatura (Cc), permite identificar eventuales, discontinuidades en la curva granulométrica.

Estos coeficientes, son utilizados en el Sistema unificado (SU) de clasificación de suelos. Un suelo “bien graduado”, tendrá un Cc entre 1 y 3, donde los valores menores que 1, corresponden a curvas discontinuas mal graduadas. Si el Cc es superior a 3, se verifica el predominio de los granos con el mismo diámetro.

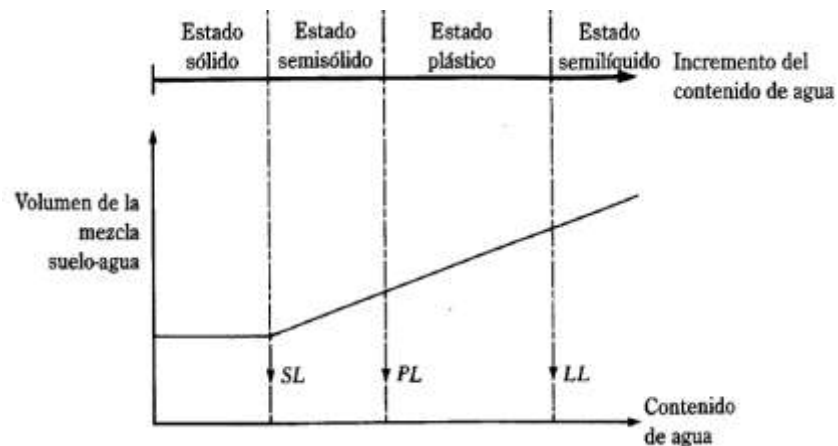
2.2.3 Límites de Atterberg

Los suelos finos (arcilla y limo), presentan un comportamiento cohesivo en contacto con la humedad, afectando sus propiedades mecánicas. En cambio, los suelos granulares (gravas y arenas), llamados suelos no cohesivos, no contemplan un comportamiento diferente frente a la humedad.

2.2.3.1 Suelos cohesivos

Las arcillas, cuando se mezclan con una cantidad adecuada de agua, pueden fluir como un semilíquido (Límite Líquido “LL”). Si el suelo es secado gradualmente, tendrá un comportamiento como un material plástico, semisólido o sólido (Limite Plástico “LP”). Los cambios de estado, que presenta los suelos (Cohesivos), dependerá del contenido de humedad; que afectan directamente las propiedades mecánicas del mismo.

Figura 2. 1 Límites de Atterberg.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotecnia 7ma.edi. (Brajam M. Das).

2.2.4 Sistemas de clasificación de suelos

SISTEMA AASTHO: De acuerdo con la actual forma de este sistema, los suelos pueden clasificarse en ocho grupos principales (A-1 y A-8), en base: a su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos dentro de los grupos: A-1, A-2 y A-3, son materiales de grano grueso; y los suelos entre los grupos: A-4, A-5, A-6 y A-7, son de grano fino. La turba y el lodo, suelos altamente orgánicos; quedan clasificados en el grupo A-8.

Tabla 2. 3 Sistema de clasificación de suelos AASTHO.

| Clasificación general | Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasan por la malla no. 200) | | | | | | | |
|---|---|--------|-------------|--|--------|--------|--------|--|
| | A-1 | | | A-2 | | | | |
| Clasificación del grupo | A-1-a | A-1-b | A-3 | A-2-4 | A-2-5 | A-2-6 | A-2-7 | |
| Análisis por cribas (%) | | | | | | | | |
| Malla no. 10 | 50 máx | | | | | | | |
| Malla no. 40 | 30 máx | 50 máx | 51 mín | | | | | |
| Malla no. 200 | 15 máx | 25 máx | 10 máx | 35 máx | 35 máx | 35 máx | 35 máx | |
| Para la fracción que pasa la malla no. 40 | | | | | | | | |
| Límite líquido (LL) | | | | 40 máx | 41 mín | 40 máx | 41 mín | |
| Índice de plasticidad (PI) | 6 máx | | No plástico | 10 máx | 10 máx | 11 mín | 11 mín | |
| Tipo usual de material | Fragmentos de roca, grava y arena | | | Arena fina Grava y arena limosa o arcillosa | | | | |
| Calificación de la capa | Excelente a buena | | | | | | | |
| Clasificación general | Materiales de lodo y arcilla (Más del 35% de la muestra total pasa por la malla no. 200) | | | | | | | |
| Clasificación del grupo | A-4 | A-5 | A-6 | A-7 | | | | |
| Análisis por cribas (%) | | | | | | | | |
| Malla no. 10 | | | | | | | | |
| Malla no. 40 | | | | | | | | |
| Malla no. 200 | 36 mín | 36 mín | 36 mín | 36 mín | 36 mín | 36 mín | 36 mín | |
| Para la fracción que pasa la malla no. 40 | | | | | | | | |
| Límite líquido (LL) | 40 máx | 41 mín | 40 máx | 41 mín | | | | |
| Índice de plasticidad (PI) | 10 máx | 10 máx | 11 mín | 11 mín | | | | |
| Tipo usual de material | Principalmente suelos limosos | | | Principalmente suelos arcillosos | | | | |
| Calificación de la capa | Regular a pobre | | | | | | | |

* Si $PI \leq LL - 30$, es un A-7-5.
 * Si $PI > LL - 30$, es un A-7-6.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotecnia 7ma.edi. (Brajam M. Das).

SISTEMA UNIFICADO: Este sistema, se usa prácticamente en todo trabajo de geotecnia.

Tabla 2. 4 Simbología de la clasificación del Sistema Unificado

| Símbolo | G | S | M | C | O | Pt | H | L | W | P |
|-------------|-------|-------|------|---------|--------------------------|------------------------------------|------------------|------------------|---------------|--------------|
| Descripción | Grava | Arena | Limo | Arcilla | Limos orgánico y arcilla | Turba y suelos altamente orgánicos | Alta plasticidad | Baja plasticidad | Bien graduado | Mal graduado |

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotecnia 7ma.edi. (Brajam M. Das).

Según la Tabla 2.4, la primera letra indica el tipo de suelo y la segunda se refiere a las características complementarias. En este sistema, se considera como base de clasificación; el porcentaje (%) de finos presentes en el suelo. Se considera fino, al material que pasa en el tamiz n° 200 (0,075 mm); si este porcentaje que pasa es superior

al 50%, el suelo será considerado de granulación fina; M (limo), C (arcilla), O (suelo orgánico). Si el porcentaje que pasa es inferior al 50%, el suelo será considerado de granulación gruesa; S (arena) o G (grava).

2.2.5 Resistencia admisible en el suelo

El método del ensayo, será por medio del SPT (Ensayo de penetración estándar); que determina la capacidad portante del suelo. Este equipo contiene los siguientes materiales:

- Martillo y soporte: martillo de 63.5 kg (140 libras), con caída libre de 76 cm (30”).
- Base de equipo, trípode de acero con dispositivo para sujeción.
- Vástago de penetración.
- Muestreador: diámetro exterior 2” y diámetro interior 1 1/8”

El terreno del presente proyecto, no presenta relieves de gran magnitud, pero como se encuentra cerca al río; se presenta el problema de que el nivel freático sea alto, modificando la resistencia del suelo a nivel de fundación. La determinación del esfuerzo admisible del terreno, se realizará a profundidades de: 1,5m, 2m y 2,5m.

2.3 Diseño Arquitectónico

Se realizó el análisis arquitectónico, dividiendo los ambientes necesarios; que deben ser construidos, para que la estructura sea funcional y morfológica. Según la comandante en jefe: Maribel Mallón, del cuerpo de Bomberos Voluntarios Brasschat, informa: “Una estación de bomberos, tiene que tener tres ambientes fundamentales, para que opere de manera funcional”. Estas son:

- Cuartos de dormitorios.
- Cuarto para el resguardo del equipo.
- Patio de entrenamientos.

De esta forma, se eligió los planos arquitectónicos; los cuales pueden visualizarse en el Anexo 4.

2.4 Idealización de las estructuras

Adquirido los tres factores responsables, para la idealización estructural:

- Estudio topográfico
- Estudio de suelos

- Diseño arquitectónico de la edificación.

Se realizará un estudio, de cada elemento estructural que presente el proyecto.

2.4.1 Sustentación de la cubierta

- **Edificio Administrativo del personal (Módulo “A”).**

Cubierta de losa alivianada, con viguetas pretensadas.

- **Tinglado Metálico (Módulo “B”).**

Cerchas de perfiles metálicos, con cubierta de calamina galvanizada.

2.4.1.1 Edificio Administrativo (Módulo “A”)

La losa alivianada con vigueta pretensada, reduce el material y mano de obra a emplearse en la edificación. Con luces permisibles de hasta 8.2 m, la vigueta pretensada, se apoya simplemente sobre las vigas de construcción; albergando piezas de polietileno expandido que logran que estas sean más livianas.

2.4.1.2 Tinglado Metálico (Módulo “B”)

Es el conjunto formado por celosías y correas, que sostienen el revestimiento de la cubierta. La cubierta metálica, es todo sistema de cierre de la parte superior, que protege su interior, de las inclemencias del tiempo (lluvia, granizo, viento, frío, calor). Las celosías y correas, están conformadas de perfiles laminados al frío (perfil costanera); comercializadas en las ferreterías más próximas del lugar de construcción. Estos perfiles, estarán soldados entre sí. La unión soldada de las correas, en los cordones superiores de la celosía; permite transmitir las cargas permanentes y variables, que descansan en el recubrimiento de la cubierta (calamina galvanizada). Las correas deben soldarse a una separación razonable, para evitar altos costos en el montaje.

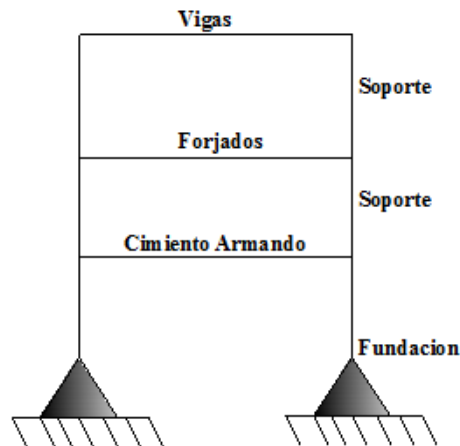
2.4.2 Sustentación de la edificación

2.4.2.1 Edificio Administrativo del personal (Modulo “A”)

La sustentación de la estructura, está constituido por columnas de sección cuadrada de $H^{\circ}A^{\circ}$, también las vigas de encadenado, son de sección rectangular $H^{\circ}A^{\circ}$. Los forjados estarán compuestos por losas, con viguetas pretensadas. Para las vigas de arriostre en cimentaciones, serán de $H^{\circ}A^{\circ}$, porque sabemos que reduce el pandeo en las columnas de la planta baja; dependiendo de la longitud de cada una de ellas.

La Figura 2.2, muestra la sustentación de la estructura mencionada.

Figura 2. 2 Elementos de sustentación de la edificación (Módulo A).



Fuente: Elaboración propia.

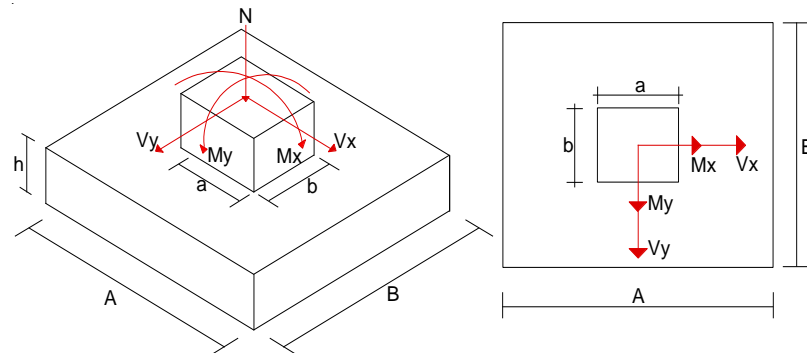
2.4.2.2 Tinglado Metálico (Módulo “B”)

El sistema de sustentación del tinglado metálico, comprenderá; columnas y vigas de arriostre de $H^{\circ}A^{\circ}$.

2.4.3 Idealización de fundaciones

Una zapata cuadrada o rectangular, son tipos de cimentación superficial; que pueden ser empleadas, en terrenos razonablemente homogéneos y de alta o media resistencia a compresión; el cual es obtenido por medio del ensayo de suelos (S.P.T.).

Figura 2. 3 Elementos de fundación (zapata aislada).

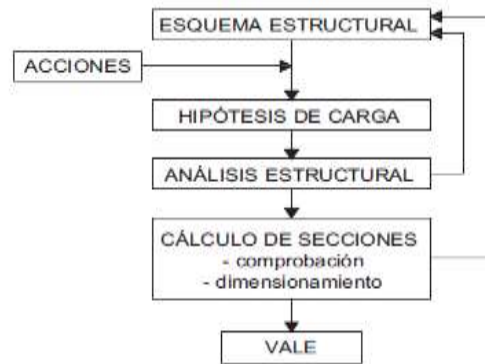


Fuente: Elaboración propia.

2.5 Diseño Estructural

El cálculo de una estructura, consiste esencialmente en comprobar, que se satisfacen las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformación.

El proceso de cálculo de una edificación, se compone normalmente siguiendo una serie de etapas, cualquiera que sea el material constituyente, ver el Cuadro 2.1.

Cuadro 2. 1 Proceso de cálculo estructural de una edificación.

Fuente: Hormigón Armado. 15va edición (Jiménez Montoya).

2.5.1 Normas de Diseño

2.5.1.1 CBH-87

Es la norma boliviana vigente en el territorio nacional, rige el control y ejecución de obras de hormigón armado; tanto públicas como privadas. La normativa fue realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo español (1987), y tiene sus bases en el código EHE-91.

Por su antigüedad de emisión (33 años), la norma vigente carece de muchas especificaciones y avances realizados en el transcurso del tiempo, también precisa; en las especificaciones de las acciones que se solicitan en las estructuras. Por estas razones, se complementó el diseño; con las normas: EHE-08 y NBE-AE/88, siguiendo la línea de la norma española.

2.5.1.2 Instrucción del Hormigón Estructural (EHE-08)

La Instrucción del Hormigón Estructural (EHE-08), es la normativa vigente en España, es el marco reglamentario por lo que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón, para satisfacer los requisitos de; seguridad estructural, seguridad en caso de incendios y medio ambiente. Así como la norma CBH-87, no cuenta con valores; para las acciones variables, estos serán establecidos conforme a lo indicado en la Norma Básica de las edificaciones (NBE-AE/88).

2.5.1.3 Norma Básica de las edificaciones (NBE-AE/88)

Dividido en 9 capítulos, se utilizarán las tablas, que contienen las cargas gravitacionales (capítulo 2,3,4), como también, las tablas de los coeficientes eólicos, para el cálculo de la presión de viento (capítulo 5).

2.5.2 Conceptos y terminología para el diseño estructural

2.5.2.1 Acciones

Conjunto de fuerzas concentradas y repartidas, o también; es el conjunto de deformaciones impuestas o impedidas parcial o totalmente. Debidas a una misma causa, aplicadas a una estructura o elemento estructural; son capaces de producir en ellas estados tensionales. Las acciones se clasifican en dos grupos:

Cuadro 2. 2 Clasificación de las acciones.



Fuente: Norma Boliviana (CBH-87).

2.5.2.2 Valores de las Acciones directas en la edificación

2.5.2.2.1 Acciones permanentes

Son representados por la letra "G" si son concentradas, y "g" si son repartidas. Este peso propio a tener en cuenta, es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores como tabiquerías, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

Para los elementos de hormigón, se adoptarán las siguientes masas específicas:

- Hormigón sin armar 23 KN/m³
- Hormigón armado con cuantías normales25 KN/m³

Los pesos específicos de los materiales de construcción, se encuentran; en Anexo 1, Tabla A1.11.

2.5.2.2.2 Acciones variables

Las acciones variables, representadas por "Q" si son concentradas, y por "q" si son

repartidas, están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a las estructuras en sí, y se clasifican en:

Acciones variables de explotación o de uso

Son las propias del servicio que la estructura debe rendir, estos valores fueron extraídos de la NBE-AE/88, y se encuentran en el presente proyecto en Anexo 1, Tabla A1.13.

Acciones variables climáticas.

Que comprenden las acciones del viento y del granizo, son consideradas en el cálculo estructural, cuyos valores se encuentran en Anexo 1 (punto: 1.3).

2.5.2.3 Valores de las Acciones indirectas en la edificación

En el cálculo estructural, se tomará en cuenta dos acciones indirectas, que producen deformaciones y fisuras en la estructura.

2.5.2.3.1 Acciones reológicas

Producidas por deformaciones, cuya magnitud en función del tiempo y del material de la estructura, son causadas por la retracción y/o de la fluencia.

Retracción

Es la disminución de volumen del hormigón, durante el proceso de fraguado, producida por la pérdida de agua (debida a la evaporación). Estas pérdidas de volumen generan, tensiones internas de tracción, que dan lugar a las fisuras de retracción.

Si la retracción no es tomada en cuenta en el cálculo, la experiencia demuestra que el uso de una cuantía geométrica mínima; es suficiente para cubrir este efecto. Las cuantías geométricas mínimas, se encuentran en Anexo 1. Tabla A1.14.

Fluencia

Caracterizado por el aumento de la deformación bajo carga constante, se manifiesta como disminución progresiva del esfuerzo, con el paso del tiempo (relajación). La deformación total, producida en un elemento de hormigón, es la suma de diversas deformaciones parciales; que pueden clasificarse como; reversibles e irreversibles.

Cuadro 2. 3 Deformaciones en el hormigón.

| Deformaciones | Dependientes de la tensión | | Independientes de la tensión |
|---------------|----------------------------|----------------------|------------------------------|
| | Instantaneas | Diferidas (Fluencia) | |
| Reversibles | Elásticas | Elasticas diferidas | Termo higrometricas |
| Irreversibles | Remanentes | Plasticas diferidas | Retracción |

Fuente: Hormigón Armado. 15va edición (Jiménez Montoya).

2.5.2.3.2 Acciones térmicas

Producidas por las deformaciones a que dan lugar las variaciones de temperatura. Estas acciones, si no son tomadas en cuenta al igual que la retracción, se tomará una cuantía geométrica mínima, que serán suficientes para cubrir este efecto.

2.5.2.4 Hormigón

2.5.2.4.1 Resistencia característica a compresión (f_{ck})

Este valor se refiere a la amasada, y se obtiene a partir de los resultados de ensayo de rotura por compresión, como base de los cálculos; asociados en la norma CBH-87. Denominada por otro nombre, como resistencia específica.

Los hormigones se tipifican de acuerdo a los 28 días en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

Tabla 2. 5 Resistencia característica de hormigones (f_{ck}) a 28 días (MPa).

H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55

Fuente: Norma Boliviana (CBH-87).

Los tipos H12.5 y H25 se emplean generalmente en estructuras de edificación, y los restantes de la serie se aplican en obras importantes. En nuestro país, el hormigón convencional, en nuestro medio es H21.

2.5.2.4.2 Resistencia característica a tracción ($f_{ct, k}$)

El valor de la resistencia a tracción del hormigón, si no se tiene disponible resultado de ensayo; se tomará en función de la resistencia a compresión del proyecto (f_{ck}).

$$F_{ct,k} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Donde:

$F_{ct,k}$ y f_{ck} = expresados en MPa

2.5.2.4.3 Resistencia de cálculo del hormigón (F_{cd})

Se considera como resistencia de diseño del hormigón en compresión F_{cd} o tracción $F_{ct,d}$, al valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración (γ_c).

$$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad F_{ct,d} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$$

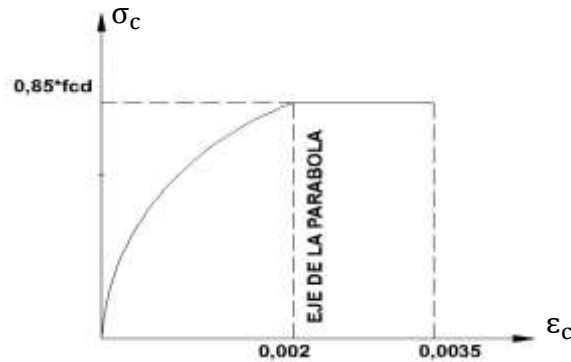
Donde:

γ_c = coeficiente de minoración del hormigón (adimensional).

2.5.2.4.4 Diagrama de cálculo tensión-deformación (parábola - rectángulo)

El diagrama de cálculo, corresponde a una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo, conocido como diagrama parábola rectángulo.

Figura 2. 4 Diagrama Parábola – rectángulo.



Fuente: Norma Boliviana (CBH-87).

El vértice de la parábola, se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón, a compresión simple), y el vértice extremo del rectángulo; en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0,85 \times F_{cd}$.

El valor de 0,85, que corresponde al coeficiente de cansancio que aparece cuando la pieza está totalmente comprimida, no se presenta y es despreciable en flexión.

En elementos comprimidos (columnas), este valor será igual a 1, según recomendaciones de la norma española EHE-08, que anteriormente valía 0,85.

2.5.2.4.5 Módulo de deformación longitudinal (E)

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, E_j . (Pendiente de la secante), se adoptará:

$$E = 6000 \times \sqrt{f_{ck}}$$

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón en (MPa).

2.5.2.4.6 Coeficiente de Poisson (μ)

El valor del coeficiente de poisson en el hormigón, bajo tenciones normales de utilización, se tomará un valor medio de 0,20, que puede ser despreciado en ciertos cálculos de dilatación transversal.

2.5.2.4.7 Coeficiente de dilatación térmica (α_c)

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, es: $\alpha_c = 1,0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.

2.5.2.5 Aceros

2.5.2.5.1 Resistencia característica (f_{yk})

Se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente f_y , o convencional al 0,2 %, $f_{0,2}$). Los aceros corrugados, con resistencia característica (f_{ck}) de; 400 Mpa y 500 Mpa, son los más utilizados en el área de construcción. Los diámetros nominales (mm) y áreas correspondientes (cm^2) se encuentran en Anexo 1. Tabla A1.26.

2.5.2.5.2 Resistencia de cálculo (F_{yk})

Se considera resistencia de cálculo o de diseño, el valor de; f_{yk} , dividido por un coeficiente de minoración (γ_s), que se adopta según los estados límites últimos o de utilización, a la que la pieza está sometida, ver Anexo 1. Tabla A1. 10.

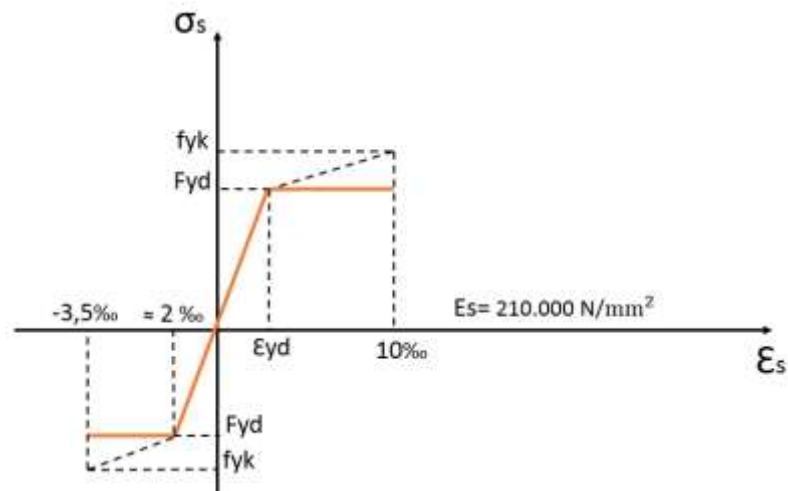
$$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde:

γ_s = coeficiente de minoración del acero (adimensional).

2.5.2.5.3 Diagrama de cálculo tensión-deformación

Figura 2. 5 Diagrama tensión – deformación de cálculo del acero.



Fuente: Norma Boliviana (CBH-87).

La deformación del acero a tracción se limita a 10 por mil, y la de compresión a 3,5 por mil, esta última; corresponde a la máxima deformación por flexión del hormigón.

2.5.2.5.4 Módulo de deformación longitudinal (E_s)

Para todas las armaduras, tratadas en la presente norma (CBH-87), como módulo de deformación longitudinal; se tomará:

$$E_s = 210\ 000\ \text{MPa}$$

2.5.2.5.5 Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero, se tomará igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.5.2.6 Cuantía

2.5.2.6.1 Cuantía geométrica (ω_g)

La cuantía geométrica, es la relación de área entre; el acero (A_s) y el hormigón (A_c) de una sección.

$$\omega_g = \frac{A_s}{A_c}$$

Donde:

ω_g = Cuantía geométrica (adimensional)

A_s = Área de la sección total de acero en la sección de hormigón armado (cm^2).

A_c = Área total de la sección referida normalmente al canto útil "d" en (cm^2).

2.5.2.6.2 Cuantía geométrica mínima

Una de las razones que justifican la exigencia de cuantías mínimas, es la presencia de esfuerzos térmicos y de retracción, que, con frecuencia, no se tiene en cuenta en el cálculo. Estos valores se encuentran en Anexo 1. Tabla A1. 14.

2.5.2.6.3 Cuantía mecánica (ω_m).

Es la relación entre; las capacidades mecánicas del acero (U_s) y del hormigón (U_c), que se expresa de la siguiente manera:

$$\omega_m = \frac{U_s}{U_c}$$

Donde:

ω_m =Cuantía mecánica (adimensional)

U_s = Capacidad mecánica del acero (KN).

U_c =Capacidad mecánica del hormigón (KN).

2.5.2.7 Recubrimientos.

2.5.2.7.1 Recubrimiento geométrico (r_g)

Es la distancia del paramento exterior de la pieza hasta la superficie lateral de una barra (incluyendo estribos). El recubrimiento geométrico está en función del; tipo de cemento, vida útil y el grado de exposición (ver Tabla A1.17 de Anexo 1). La norma CBH-87, recomienda que en ningún caso el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 25 mm (ver Tabla A1. 16 de Anexo 1). La instrucción española EHE-08, en su artículo 37.2.4, menciona; que el recubrimiento mínimo geométrico, en función del nivel de control de ejecución en obra, será definido por:

$$r_g = r_{\min} + \Delta_r$$

Donde:

r_g = Recubrimiento geométrico (cm).

r_{\min} = Recubrimiento mínimo (cm).

Δ_r = Margen del recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución, igual a:

- 0 mm, en elementos prefabricados con control intenso de ejecución
- 5 mm, en el caso de elementos ejecutados in situ con nivel intenso de control de ejecución.
- 10 mm en el resto de los casos.

2.5.2.7.2 Recubrimiento mecánico (r_m)

Es la distancia del paramento exterior de la sección, hacia el centro de gravedad de las armaduras principales (longitudinal), esta distancia está definido por la siguiente expresión:

$$r_m = r_g + \emptyset_{\text{estribo}} + \frac{\emptyset_{\text{longitudinal}}}{2}$$

Donde:

r_m = Recubrimiento mecánico (cm).

$\emptyset_{\text{estribo}}$ = Diámetro del estribo (cm).

$\emptyset_{\text{longitudinal}}$ = Diámetro de la armadura longitudinal de la sección (cm).

2.5.2.7.3 Longitud de anclaje (L_b)

La longitud de anclaje de las barras de acero, en posición de buena y mala adherencia; serán determinados de la siguiente forma:

$$L_b = \frac{\emptyset \times F_{yd}}{4 \times T_{bu}}$$

Donde:

T_{bu} = Esfuerzo cizallaste de adherencia del hormigón, al acero corrugado ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$).

$$T_{bu} = 0,9x\sqrt{F_{cd}^2}$$

En la posición de mala adherencia, entre el acero y el hormigón; el valor de T_{bu}' será:

$$T_{bu}' = \frac{2}{3} \times T_{bu}$$

2.5.3 Bases de cálculo

2.5.3.1 Estados límites últimos

2.5.3.1.1 Estados límite de agotamiento o rotura

Definidos por el agotamiento resistente, o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones; de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangenciales (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).

2.5.3.1.2 Coeficientes de seguridad

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad, para el estudio de los estados límites últimos; se encuentran en Anexo A1. Tabla A1.10.

2.5.3.2 Estados límites de utilización

Se incluye a aquellas situaciones de la estructura, para que la misma quede fuera de servicio, por razones de durabilidad; funcionales o estéticas.

2.5.3.2.1 Por razón de durabilidad

Se incluye el estado límite por figuración controlada. Estas fisuras provocadas por la temperatura y las reologías del hormigón, son controladas con una cuantía mínima que varían según el elemento estructural.

2.5.3.2.2 Por razón de funcionalidad

- **Estado límite de deformación**

Se caracteriza por alcanzar una determinada deformación (flechas y giro) en un elemento estructural (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural).

2.5.3.2.3 Coeficientes de seguridad

Para el estudio de los estados límites de utilización, se adoptaron los siguientes valores:

- Coeficiente de minoración del hormigón: $\gamma_c = 1$
- Coeficiente de minoración del acero: $\gamma_s = 1$
- Coeficiente de ponderación de las acciones: $\gamma_f = 1$

2.5.4 Hipótesis de carga más desfavorable

Se elegirá la combinación de cargas más desfavorable, de las siguientes hipótesis.

| | |
|---------------|---|
| Hipótesis I | $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$ |
| Hipótesis II | $0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$ |
| Hipótesis III | $0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$ |

Donde:

G = Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{eq} = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga del viento.

W_{eq} = Valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$.

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica.

γ_{fg} = Coeficiente de mayoración de carga muerta igual a 1,6, de efecto desfavorable.

γ_{fq} = Coeficiente de mayoración de carga viva igual a 1,6 de efecto desfavorable.

2.5.5 Cálculo en estados límites últimos

2.5.5.1 Hipótesis básicas

Para el cálculo de sección en agotamientos, se tendrá en cuenta las siguientes hipótesis:

- De acuerdo al teorema de Bernoulli, las secciones planas al ser sometidas a sollicitaciones, después de deformarse siguen permaneciendo planas.
- Existe una perfecta adherencia entre el acero y el hormigón (no existe el deslizamiento)
- Se considera despreciable la resistencia a tracción del hormigón.
- Se considera el acortamiento unitario máximo del hormigón:

-0,0035, en flexión simple o compuesta, recta o esviada.

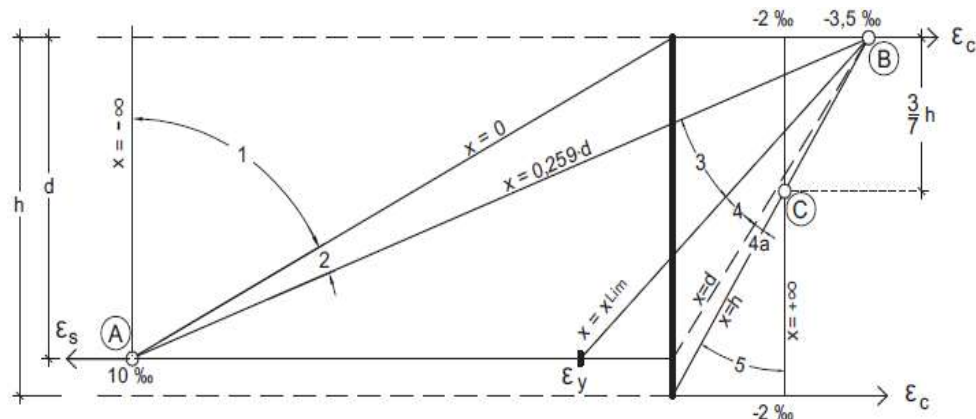
-0,002 en compresión simple.

- El acortamiento unitario máximo del acero a tracción 0,010 y en compresión es limitado por el acortamiento unitario del hormigón a flexión 0,0035.
- Se aplicará ecuaciones de equilibrio, en la sección de las fuerzas y momentos, igualando la resultante de las tensiones del hormigón y del acero (solicitación resistente) con la solicitación actuante.

2.5.5.2 Dominios de deformación

Conocido como diagrama de pivotes, donde la deformación de la sección varía, desde una pieza sometida a tracción simple; hasta una pieza sometida a compresión simple. Esta deformación, tendrá su variación, según sea la naturaleza de las solicitaciones que posicione a la sección, en un dominio de deformación.

Figura 2. 6 Diagrama de Pivotes en estado límite de agotamiento (E.L.U.).



Fuente: Norma Boliviana (CBH-87).

Dominio 1: Tracción simple o compuesta, toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta, el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta, la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por

mil. El alargamiento de la armadura más traccionada, está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta, las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

Dominio 4 a: Flexión compuesta, todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta, ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil.

2.6 Estructura de sustentación de la cubierta

Como el diseño estructural esta dividió en dos partes: Edificio administrativo del personal “Modulo A” y Tinglado metálico “Modulo B”, el estudio y diseño estructural, se realizarán por separado.

2.6.1 Estructura de sustentación de la cubierta (Modulo A)

2.6.1.1 Losa maciza del tanque elevado

Se siguió los siguientes pasos, para el dimensionamiento y diseño, de la armadura estructural.

1. Las cargas permanentes y variables, aplicadas a la losa, se encuentran en Anexo 1. Tabla A1. 37.
2. Se procede a un pre-dimensionamiento de la altura de la losa (h).

$$h \geq \begin{cases} \frac{\ell_x}{40} \\ 8 \text{ cm} \end{cases}$$

Donde:

ℓ_x = Luz que corresponde al vano más pequeño (cm).

3. Se realiza la clasificación de la losa, unidireccional o bidireccional; siendo la primera, aquella que trabaja con solo un momento flector (M_x) y la segunda, trabaja en ambos sentidos (M_x , M_y). Esta clasificación, se realiza para el montaje de la armadura.

$$\frac{\ell_y}{\ell_x} \leq 2 \quad \text{Losa bidireccional (trabaja con ambos momentos flectores).}$$

$$\frac{\ell_y}{\ell_x} > 2 \quad \text{Losa unidireccional (trabaja con un solo momento flector).}$$

Donde:

ℓ_y = Luz que corresponde al vano más largo (cm).

4. El cálculo de los momentos flexores (M_y , M_x), serán determinados; utilizando la tabla de CZERNY. Esta tabla se encuentra en Anexo 1. Tabla A1.21.

5. El cálculo de la armadura, será determinada; en los estados límites últimos bajo solicitaciones normales (E.L.U.), utilizando los métodos simplificados; construidos a partir del método P-R. Se usará, la tabla universal de flexión simple o compuesta (ver Anexo 1, Tabla A1.24), para determinar la cuantía mecánica (ω_m), de tracción o compresión. Se debe calcular el momento reducido de cálculo (μd) y compararlo con el momento reducido límite (u_{lim}), de tal manera que :

$$a) \quad \mu d = \frac{Md}{bw \times d^2 \times Fcd} \leq u_{lim} \quad \text{No necesita armadura de compresión}$$

$$b) \quad \mu d = \frac{Md}{bw \times d^2 \times Fcd} > u_{lim} \quad \text{Si necesita armadura de compresión}$$

Donde:

u_{lim} = Momento reducido límite (igual a 0,3717 para AH 500).

Md = Momento de cálculo (M_{dx} , M_{dy}) (KNxm)

bw = Base de la sección (para 1 metro de ancho, en losas)

d = Canto útil (m).

Fcd = Resistencia de cálculo del hormigón (KN/m²).

6. Adquirido la ω_m , se determina el área (A_s) de la armadura requerida.

$$A_s = \frac{\omega_m \times Fcd \times bw \times d}{F_y d}$$

7. La armadura de cálculo (A_s), será comparada; con la armadura geométrica mínima (A_{gmin}). Se elegirá la mayor armadura de ambos cálculos, para el diseño.

8. De la Tabla A1. 25 de Anexo 1, referida a la capacidad mecánica de la armadura; se determina, el número de barras y diámetro a emplear en el diseño.

9. Para la verificación de la flecha, se trabaja en los estados límites de utilización; donde se comprobaba la deflexión de la losa (Δ_{total}), que por normativa debe ser menor a la deflexión admisible (Δ_{adm}).

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{instantanea} + \Delta_{fluencia} \leq \Delta_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$\Delta_{instantanea} = \frac{5xQxL^4}{384xEIxI_{eq}}$$

Donde:

Q = Carga permanente y variable que actúa en la estructura (KN/m).

L = Longitud analizada, de la deformada (ℓ_x, ℓ_y), (m).

E = Módulo de elasticidad del hormigón (KN/m²).

I_{eq} = Inercia equivalente (m⁴).

Determinación de la inercia equivalente (I_{eq}):

$$I_{eq} = \frac{M_f}{M_a} x I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] x I_f$$

Donde:

M_f = Momento flector de fisuración, que es el que provoca una tensión (fct,k), en la fibra más traccionada (ver 2.5.2.4.2), (KNxm).

M_a = Momento flector actuante de servicio (KNxm).

I_b = Momento de inercia bruta (m⁴).

I_f = Momento de inercia de la sección fisurada (m⁴).

El cálculo de la I_b , I_f y M_f , fueron calculadas según la Tabla A1. 18 del Anexo 1.

9.1. El cálculo de la deformación diferida, ocasionada por la fluencia; se lo determina según el paso del tiempo.

$$\Delta_{fluencia} = \lambda x \Delta_{instantanea} \quad ; \quad \lambda = \frac{\epsilon}{1 + 50x\rho}$$

Donde:

ϵ = Factor que depende de la duración de la carga (Anexo 1. Tabla A1.20).

ρ = Cuantía geométrica, de la armadura comprimida, en la sección de referencia.

2.6.1.2 Losa aliviada de entre pisos y cubierta de último nivel

Se siguió los siguientes pasos, para el dimensionamiento y diseño de la armadura estructural.

1. Las cargas permanentes y cargas variables, aplicadas a la losa alivianada, se encuentran en el Anexo 1. Tabla A1.37.

2. La altura de la losa alivianada ($h_{aliv.}$) con viguetas, de longitudes mayores a 5 m :

$$h_{aliv.} = \frac{Lv}{25}$$

Donde:

Lv = Longitud de la vigueta (m).

Calculada la altura de la losa, se determinará el peso del mismo, según el Anexo 1. Tabla A1. 23.

3. Como la vigueta está simplemente apoyada entre las vigas, se procede al cálculo del momento flector (M_f).

$$M_f = \frac{Q \times Lv^2}{8}$$

Donde:

Q = Carga total: carga permanente + carga variable + peso de la losa (KN/m²).

Lv = Longitud de la vigueta (m).

4. El momento flector (M_f) será comparado con el momento flector admisible ($M_{adm.}$), valor que es proporcionado por la empresa proveedora PRETENSA, cumpliendo la simple relación:

$$M_{adm.} \geq M_f$$

Los valores de los momentos admisibles, se adjuntan en Anexo 1. Tabla A1.22.

2.6.1.2.1 Armaduras de refuerzo negativo, en losas alivianadas.

1. Se usará el diagrama rectangular (D-R), en el estado límite último (E.L.U.); para el cálculo de la armadura de refuerzo negativo¹.

Si $M_d \leq M_{lim.}$ (no necesita armadura de compresión).

Si $M_d > M_{lim.}$ (si necesita armadura de compresión).

$$y = d \times \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{M_d}{0,425 \times b \times d^2 \times F_{cd}} \right)} \right] ; \quad M_{lim.} = 0,252 \times b \times d^2 \times F_{cd}$$

$$A_s = \frac{0,85 \times b \times y \times F_{cd}}{F_{yd}}$$

¹ Las formulas mencionadas para el diseño de la armadura negativa, se obtuvo de la bibliografía del libro; H°A° Jiménez Montoya (14va edición), debido a que se encuentra a detalle el método del diagrama rectangular.

Donde:

$M_{lim.}$ = Momento límite, del plano límite (KNxm).

y = Profundidad del bloque comprimido (m).

M_d = Momento de diseño (ELU) (KNxm).

b = Base de cálculo, para 1m.

d = Canto útil (m).

A_s = Área de la sección de acero de refuerzo (m^2).

Cuando el M_d , no es predominante en la losa de hormigón. Se debe de disponer una armadura de reparto en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, esta armadura de reparto será constituida por barras, separadas como máximo 30 cm, según; la norma CBH-87 (página 195), cuya área A_s en cm^2/m cumplirá la siguiente condición:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Donde:

h_o = Espesor en cm, de la losa de hormigón en el centro de la pieza (5 cm).

f_{sd} = Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto en MPa.

2.6.2 Estructura de sustentación de la cubierta (MODULO B)

2.6.2.1 Cubierta metálica

Los elementos de acero conformados al frío (bobinas o planchas, laminados en frío), serán utilizados, para el diseño estructural. El diseño, será controlado por las especificaciones AISI-96, utilizando el método LRFD (que consiste en el diseño con factores de carga y resistencia), basado en los estados límites últimos, el cual considera la mayor combinación lineal de cargas, para el análisis y diseño de los elementos estructurales.

Resistencia nominal

La resistencia nominal de un miembro, es su resistencia teórica, sin la aplicación de los factores de resistencia (ϕ_s). El método LRFD, multiplica un factor de resistencia (ϕ_s) generalmente menor que 1, por la resistencia nominal del miembro. Estos factores de resistencia se encuentran en Anexo 1. Tabla A1.3.

2.6.2.2 Combinación de cargas, por el método LRFD

Las solicitaciones que actúan en la estructura en servicio, serán mayoradas por un factor

de carga mayor que 1, denominado “carga factorizada” (R_u). Este valor no debe ser mayor a la resistencia nominal, multiplicado por su respectivo factor de resistencia (ϕ_s).

$$\phi_s \times R_n \geq R_u$$

Donde:

R_n = Resistencia nominal del elemento (KN).

R_u = Resistencia de carga factorizada. (KN),

Las combinaciones de cargas, según el método LRFD, son las siguientes:

Tabla 2. 5 Combinación de cargas según el método LRFD.

| | |
|---|-----|
| $U = 1,4D + L$ | (1) |
| $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ | (2) |
| $U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,8W)$ | (3) |
| $U = 1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ | (4) |
| $U = 1,2D + 1,5E + 0,5L + 0,2S$ | (5) |
| $U = 0,9D - (1,3W \text{ o } 1,5E)$ | (6) |

Fuente: Manual para el Diseño de Acero Conformado en Frio (AISI. 96).

Donde:

U = Carga factorizada o de diseño. W =Carga de viento.

D = Carga muerta. E = Carga de sismo.

L = Carga viva debido a la ocupación. S = Carga de nieve.

Lr = Carga viva de techo.

R = Carga nominal, debida a la precipitación pluvial o el hielo iniciales, independientemente de la contribución por encharcamiento.

2.6.2.3 Diseño de miembros a tensión

Se sigue los siguientes pasos, para el dimensionamiento y calculo estructural.

1. Se busca un área mínima (A_{min}), que sea necesario, para que la sección pueda resistir la carga factorizada (P_u).

$$A_{min} \geq \frac{P_u}{\phi_t \times F_y}$$

Donde:

ϕ_t = Factor de reducción (0,95 para elementos sometidos a tracción, ver Tabla A1.3).

P_u = Resistencia, de la carga factorizada (KN).

F_y = Límite de fluencia del acero (KN/cm²).

2. Adquirido él “ A_{min} ”, se emplea un perfil metálico, comercial para el diseño; con propiedades geométricas superiores a los mínimos; Área (A_g), radio de giro “ r_x, r_y ”, Inercias (“ I_x, I_y ”).

3. Se calcula la resistencia nominal del miembro a tensión ($\phi_t \times P_n$).

$$\phi_t \times P_n = \phi_t \times A_g \times F_y$$

4. Verificar los elementos a tracción, de tal forma que cumplan el punto 2.6.2.2.

$$\phi_s \times P_n \geq P_u$$

2.6.2.4 Diseño de miembros a compresión

1. Se selecciona un perfil metálico, cuya esbeltez a compresión sea menor que 200, para evitar el pandeo flexionante (pandeo de Euler).

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

Donde:

K= Factor de longitud efectiva que depende del tipo de apoyo, ver la Tabla A1.5.

L = Longitud del elemento (cm).

r = Radio de giro ($r = \sqrt{\frac{I}{A}}$).

- A = Área de la sección (cm²).
- I = Inercia de la sección (cm⁴).

2. Determinación de la resistencia nominal a compresión (P_n).

$$\phi_c \times P_n = \phi_c \times F_{cr} \times A_b$$

2.1. El esfuerzo de pandeo flexionante (F_{cr}) de una columna, es:

a) si $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \leq 1,5 \implies F_{cr} = (0,658\lambda_c^2) \times F_y$

b) si $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} > 1,5 \implies F_{cr} = (0,877) \times F_e$

2.1.1. El esfuerzo de pandeo crítico elástico (esfuerzo de Euler (F_e)), se determina con la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left[\frac{KxL}{r} \right]^2}$$

E = módulo de elasticidad del acero (200 000 MPa).

2.2. Se recomienda evitar el pandeo local (abolladuras), haciendo cumplir la siguiente relación, proporcionada por las especificaciones AISI-96.

Para el alma y ala:

$$a) \quad \lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \times \frac{w}{t} \times \sqrt{\frac{F_{cr}}{E}} \leq 0,673 \quad \text{No se produce aborlladura en la sección}$$

$$b) \quad \lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \times \frac{w}{t} \times \sqrt{\frac{F_{cr}}{E}} > 0,673 \quad \text{Se produce la abolladura}$$

Sí; $\lambda > 0,673$ se debe calcular la nueva sección, reduciéndola con la siguiente expresión:

$$\rho = (1 - \frac{0,22}{\lambda})/\lambda$$

La nueva longitud, ya sea en el alma o en el ala será: $b = \rho x w$

Donde:

$k = 4$ (para elementos rigidizados en ambos extremos).

$K =$ Factor de longitud efectiva, que depende de sus apoyos, ver Anexo 1. Tabla A1.5.

$F_{cr} =$ Esfuerzo de pandeo flexionante (KN/m²).

$E =$ Módulo de elasticidad del acero (200 000 Mpa).

$w =$ Dimensión del ala o alma en compresión igual a:

$$w = b - 2xt - 2r \quad (\text{Para almas y alas rigrizadas})$$

$b =$ Dimensión total del alma o ala (mm).

$t =$ Espesor del ala o del alma (mm).

$r =$ Radio de curvatura (mm).

2.3. Se verifica los elementos comprimidos, de tal forma que cumplan el punto 2.6.2.2.

$$\phi_c \times P_n \geq P_u$$

Donde:

$P_u =$ Resistencia de carga factorizara (KN).

$\phi_c \times P_n =$ Resistencia nominal de diseño a compresión (KN).

$\phi_c =$ Factor de reducción de compresión (0.85 para elementos a compresión).

2.6.2.5 Diseño de miembros a flexión

Se siguió los siguientes pasos para el dimensionamiento y calculo estructural.

1. Para el diseño de elementos a flexión, se debe cumplir el punto 2.6.2.2; donde la resistencia nominal del miembro ($\phi_f \times M_n$), es mayor o igual a la resistencia de carga factorizada (M_u).

$$\phi_f \times M_n \geq M_u$$

Donde:

ϕ_f = Factor de reducción; 0.95, para elementos a flexión, ver Anexo 1. Tabla A1.3.

2. Se busca, un módulo de sección mínimo (W_{\min}); que sea necesario para que la sección pueda resistir la carga factorizada (M_u).

$$W_{\min} \geq \frac{M_u}{\phi_f \times F_y}$$

3. Adquirido el “ W_{\min} ”, se busca un perfil comercial para el diseño, con sus respectivas propiedades geométricas, superiores a los mínimos ((W_x, W_y) , inercias (I_x, I_y)).

4. Se determina la resistencia nominal de diseño a flexión. ($\phi_f \times M_n$).

$$\phi_f \times M_n = \phi_f \times F_y \times W_{(x-y)}$$

Donde:

$W_{(x-y)}$ = Módulo de sección “ W_x, W_y ”, que varía según el montaje.

5. Se debe de cumplir, el punto 1, del diseño a flexión.

$$\phi_f \times M_n \geq M_u$$

2.6.3 Diseño de placas de anclaje

Del apoyo en la columna, se debe determinar; la fuerza máxima axial de tracción (P_u), que trata de levantar la placa de anclaje, causando también que los pernos de sujeción, no sean estables y dejen su posición, terminado en colapso de la estructura metálica.

2.6.3.1 Área de la placa

Se siguió los siguientes pasos para el dimensionamiento de la placa.

1. Se debe determinar el área de placa mínima (A_{\min}), a partir de las dimensiones de apoyo de la columna metálica.

$$A_{\min} = b_f \times d$$

Donde:

d = Altura, base de la sección apoyada (cm)

b_f = Ancho de la sección apoyada (cm)

2. El cálculo del área requerida (A_r), se determina aplicando la siguiente fórmula:

$$A_r = \frac{P_u}{\phi_c \times 0.85 \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$$

Donde:

P_u = Carga última factorizada, que llega a la placa base de la columna (KN).

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón a los 28 días de edad (KN/m²).

ϕ_c = Factor de reducción de placa base, igual a 0,65.

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$ Si el área del apoyo del concreto, es mayor al área de la placa base.

3. Calculada el área mínima y requerida (A_{min} , A_r), debe compararse con el área constructiva (A_c), correspondiente a las dimensiones (H, B) de la columna. De los cálculos previos, se elegirá el área gobernante (A_g), para el diseño de placa de anclaje.

2.6.3.2 Espesor de la placa (t)

El espesor, se determina con la siguiente fórmula:

$$t = \ell \times \sqrt{\frac{2 \times P_u}{0,9 \times F_y \times B \times N}}$$

Donde:

ℓ = Es el mayor de m, n: $m = \frac{H - 0,95 \times d}{2}$; $n = \frac{B - 0,8 \times b_f}{2}$

2.6.3.3 Cálculo de los pernos de anclaje

El número de pernos ($N^{\circ}p$) a disponer, no debe ser menor de 4, debido a que es la cantidad mínima para la sujeción de una placa de anclaje. Los pernos de sujeción dependerán de la dimensión de la placa (que constructivamente es igual al área de la columna).

Se debe determinar la fuerza axial (F_v) y cortante (F_h) de cada perno, que trata de ser levantada; por la combinación más desfavorable (correspondiente a la carga de viento).

Por lo tanto, el diámetro y su verificación correspondiente, se lo realiza con los siguientes pasos.

1. Cálculo del área del perno (A_p).

Donde:

$$A_p = \frac{F_v}{\phi_t \times F_u}$$

F_v = Fuerza aplicada al perno, (KN).

ϕ_t = Factor de resistencia de 0,75, para aceros A-36.

F_u = Fuerza resistente del perno, para aceros A-36.

2. El diámetro del perno (d):

$$d = \sqrt{\frac{4 \times A_p}{\pi}}$$

1. Se debe realizar que cumpla la siguiente condición:

$$R_n \geq F_V$$

$$R_n = \phi \times F_u \times A_p$$

Donde:

R_n = resistencia nominal de cada perno (KN).

$\phi = 0,75$; factor de resistencia tomada para pernos (ver el apartado del AISC. I8).

2.6.3.4 Longitud de anclaje de los pernos (L_b)

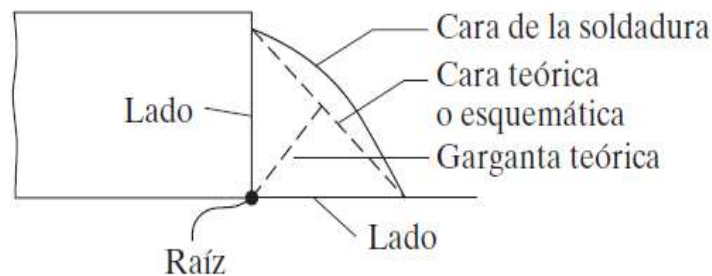
La longitud de anclaje de los pernos, están adheridos juntamente con el hormigón; dentro de la sección de la columna, estas serán determinadas; según el párrafo 2.5.2.7.3 (en sección de buena adherencia).

2.6.4 Soldadura

El tipo de soldadura, para unir los perfiles metálicos, es; “Soldadura arco metálico protegido (SMAW)”. El arco es una chispa continua entre el electrodo y la pieza que se suelda, lo que produce la fusión, creando un aire inerte; alrededor del área que se suelda, el vapor protege a la soldadura del contacto con la atmosfera, que luego es removido por un cincel o piqueta o por un cepillo metálico, antes de aplicar la pintura.

2.6.4.1 Soldaduras de filete

Figura 2.7 Partes de una soldadura de filete.



Fuente: Diseño de estructuras de acero “Mc Cormar” (5ta edición).

Para el filete de 45° o de lados iguales, el grueso de la garganta es 0,707 veces el tamaño de la soldadura. El esfuerzo en un filete de soldadura, se considera igual, a la carga dividida entre el área afectada de la garganta de la soldadura, sin tomar en cuenta la dirección de la carga.

2.6.4.2 Diseño de la soldadura de filete

1. La resistencia de diseño, de las juntas soldadas ($\phi_s \times R_n$), es tomada; como el menor de los valores de la resistencia del material base y de la soldadura.

- Para el metal de la soldadura, la resistencia nominal es;

$$\phi_s \times R_n = F_{nw} \times A_{we}$$

F_{nBM} = Esfuerzo nominal del metal de la soldadura (KN/cm²).

A_{we} = Área efectiva de la soldadura (cm²).

ϕ_s = Factor de reducción de la soldadura 0,75, según el Anexo 1. Tabla A1.6.

2. El esfuerzo nominal del metal de la soldadura (F_{nBM}), se lo determina de la siguiente manera:

$$F_{nw} = 0,60 \times F_{EXX}$$

- F_{EXX} : Simboliza el tipo de electrodo usado en la soldadura. Para la soldadura por arco protegido, se designa E60XX o E70XX, donde la letra E representa a un electrodo y los números indica la resistencia mínima a la tensión de la soldadura.
 - Los electrodos E70, se usan para aceros con valores de F_y de entre 36 a 60 $\frac{Klb}{plg^2}$
2. El área efectiva de la soldadura (A_{we}), es el área de la garganta teórica (t) por la longitud de soldadura (l), entonces:

$$A_{we} = t \times l$$

Donde:

$t = 0,707 \times S$, donde “S”: Es el tamaño mínimo de la soldadura de filete, que depende del espesor del material a soldar más delgado. Estos valores mínimos se pueden ver en Anexo 1. Tabla A1.7.

4. Se verifican los elementos soldados, de tal forma que cumplan el punto 2.6.2.2.

$$\phi_s \times R_n \geq R_u$$

Donde:

R_u = Resistencia de carga factorizada (KN).

$\phi_s \times R_n$ = Resistencia de diseño de la soldadura. (KN).

2.7. Estructura de sustentación de la edificación

El estudio estructural de la edificación, contempla el dimensionamiento y diseño de los pórticos de hormigón armado, en el cual; ambos módulos Módulo A y Módulo B, tiene el mismo procedimiento de cálculo estructural.

2.7.1 Diseño de vigas

2.7.1.1 Predimensionamiento de la viga

El canto mínimo útil (d_{min}) de la viga, se determina con siguiente fórmula:

Donde:

$$d_{\min} = K \times \sqrt{\frac{M_d}{b_w \times F_{cd}}}$$

$$K = 1/\sqrt{\mu_{lim}}$$

M_d = Momento de cálculo en E.L.U. (KNxm).

b_w = Base de la sección, de 25 cm; correspondiente a la dimensión mínima de una columna en pórticos (según el comentario 9,2 de la norma CBH-87).

F_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón. (KN/m²).

El canto total (h), será la suma del canto mínimo (d_{\min}) y el recubrimiento mecánico (r_m):

$$h = d_{\min} + r_m$$

Donde:

r_m = Recubrimiento mecánico, definido en el párrafo 2.5.2.7.2.

2.7.1.2 Cálculo de la armadura longitudinal

1. Se determina el momento reducido de cálculo (μ_d), para luego compararlo con el momento reducido límite (u_{lim}), según el caso que tenga:

a) $\mu_d = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times F_{cd}} \leq u_{lim}$ No necesita armadura de compresión (A_s)

b) $\mu_d = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times F_{cd}} > u_{lim}$ Si necesita armadura de compresión (A_s)

El valor de u_{lim} , será determinado; según el tipo de acero a emplear. Para el presente proyecto, se utilizará un acero para hormigón; AH 500, con los siguientes valores límites:

Tabla 2. 6 Valores límites, para el acero AH-500.

| ϵ_{lim} | u_{lim} | w_{lim} |
|------------------|-----------|-----------|
| 0,6168 | 0,3717 | 0,4934 |

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya (15va. edición).

Si la pieza solo requiere armadura de tracción (Caso a), se determinará la cuantía mecánica (ω), utilizando la tabla universal de flexión simple o compuesta. Posteriormente, se realiza el cálculo del área del acero (A_s), necesario a tracción.

$$A_s = \frac{\omega \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}}$$

Si la pieza necesita armadura de compresión (Caso b), se determinará en primer lugar; la cuantía de la armadura a compresión (ω'), posteriormente se obtendrá la cuantía de la armadura de tracción (ω).

$$\omega' = \frac{\mu d - 0,2961}{1 - \delta'} ; \quad \omega = \omega' + 0,364$$

Donde:

$$\delta' = \frac{r_m}{d} \text{ Recubrimiento relativo (adimensional).}$$

2. Obtenidos “ ω' o ω ”, se procede a determinar el área de la armadura de tracción (A_s) y de compresión (A_s'), según el caso que se obtenga.

$$A_s' = \frac{\omega' \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} \quad A_s = \frac{\omega \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}}$$

3. Para evitar la rotura frágil (falla de la sección por poca armadura de tracción) sin previo aviso, el código CBH-87 fija la siguiente armadura:

$$A_s \geq \frac{0,04 \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}}$$

4. Para evitar las fisuras por retracción y temperatura, el código CBH-87 fija una cuantía mínima geométrica (ω_g); para la armadura, según el Anexo 1. Tabla A1.14.

5. La armadura de diseño, será el mayor; del punto: 2, 3, 4. Posteriormente se utilizará la Tabla A1.25, para determinar el número y diámetro de las barras de acero.

2.7.1.3 Cálculo de la armadura transversal

Para piezas en agotamiento con armadura de cortante, se debe determinar una armadura mínima (A_{\min}), en la parte central de la viga; se calcula posteriormente, su esfuerzo cortante, añadiendo a este último el cortante absorbido por el hormigón (V_{cu}), de esta manera se podrá determinar la longitud necesaria, donde se debe disponer un estriado mínimo. Las ecuaciones utilizadas para el cálculo del estriado en los apoyos, donde la sollicitación del cortante es superior al mínimo, son las siguientes:

$$V_{cu} = f_{cv} \times b_w \times d \quad ; \quad V_{u1} = 0,30 \times F_{cd} \times b_w \times d$$

$$f_{cv} = \frac{0,15}{\gamma_c} \times \varepsilon \times (100 \times \rho_t \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad ; \quad \varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

Donde:

V_{cu} = Contribución de hormigón a la resistencia del esfuerzo cortante (KN).

V_{u1} = Cortante de agotamiento por esfuerzo por compresión oblicua del alma (KN).

f_{cv} = resistencia virtual a cortante del hormigón (KN/m²).

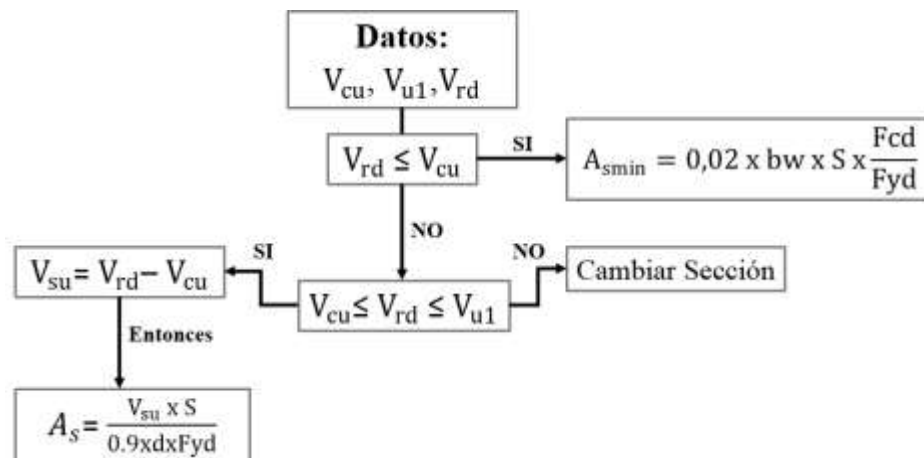
ϵ = Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del canto útil en el efecto del engranamiento de áridos.

ρ_t = Cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción.

d = canto útil (m).

b_w = Base de la sección de estudio (m).

Para el diseño de la armadura, en los extremos de los apoyos; se debe determinar el esfuerzo cortante reducido de cálculo (V_{rd}), cuyo valor máximo se encuentra a una distancia “d” del borde del apoyo. El procedimiento para el cálculo de la armadura transversal, se presenta en el siguiente flujograma.



El diámetro de los estribos será de 6 mm, cuando las barras longitudinales son de 12 a 20 mm, y de 8 mm cuando las barras longitudinales son mayores a 20 mm, según el comentario 8.1.7.2 de la norma CBH-87.

La separación de los estribos “St”, debe cumplir las siguientes condiciones; según el punto 8.2.3.3 de la norma CBH-87:

$$St \leq \begin{cases} 30\text{cm} \\ 0,85xd \\ 3xb_w \end{cases}$$

2.7.2 Diseño de columnas

2.7.2.1 Verificación de la traslacionalidad o intraslacionalidad

Según el ingeniero José Calavera en su libro; “Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, en masa, armado y pretensado Tomo 1”, en el capítulo 10 comenta:

“Desgraciadamente no es posible dar una regla que permita una clasificación, generalmente los entramados de edificios industriales y muchos de los de obras públicas deben calcularse como traslacionales. En los entramados de varios pisos y vanos, habituales en edificios de viviendas y oficinas, pueden calcularse como intraslacionales, aquellos cuya altura no supere el doble de su longitud, siempre que su tabiquería sea de ladrillo cerámico o de rigidez equivalente y la densidad de tabiquería no sea inferior a 0,4 m lineales de tabique por m² de planta y con fachadas rigidizadas por fábrica de ladrillo u otra de rigidez equivalente”

$$h_{\text{total}} < 2xL_{\text{total}}$$

2.7.2.2 Longitud de pandeo

La longitud de pandeo (ℓ_o), se define como la longitud del soporte biarticulado, equivalente al mismo a efectos de pandeo, igual a la distancia entre los puntos de momento nulo. El coeficiente de pandeo (α) está en función del tipo de sustentación de la pieza (ver Tabla 2.7), y de su clasificación del pórtico; trasnacional e intraslacional, cuyos nomogramas se encuentran en Anexo 1. Figura A1.3.

Tabla 2. 7 Coeficiente de pandeo (α).

| Sustentación de la pieza | α |
|---|----------|
| Un extremo libre y otro empotrado. | 2 |
| Articulado en ambos. Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz. | 1 |
| Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro. | 0,7 |
| Empotramiento perfecto en ambos extremos. | 0,5 |
| Soportes elásticamente empotrados. | 0,7 |
| Otros casos. | 0,9 |

Fuente: Norma Boliviana CBH-87

$$\ell_o = \alpha x L$$

Donde:

L = Luz de cálculo de la columna (m).

2.7.2.3 Clasificación de las columnas, determinando la esbeltez ; λ_m ; λ_g

La clasificación de las columnas (corta, larga), está en función de la esbeltez de la pieza, pudiendo diferenciar la esbeltez mecánica (λ_m) y geométrica (λ_g).

$$\lambda_m = \frac{\ell_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \qquad \lambda_g = \frac{\ell_o}{h}$$

Donde:

I = Inercia de la sección en el plano considerado (m^4).

A = Área de la sección bruta (m^2).

h = Dimensión del soporte en el plano de flexión considerado (m).

- Para; $\lambda_m < 35$ y $\lambda_g < 10$, la pieza se considera corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.
- Para; $35 < \lambda_m < 100$ y $10 < \lambda_g < 29$, se debe aplicar el método de aproximado de la instrucción española.
- Para; $100 < \lambda_m < 200$ y $20 < \lambda_g < 58$, debe aplicarse el método general.
- No es recomendado proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con; $\lambda_m > 200$ y $\lambda_g > 58$.

2.7.2.4 Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada, cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra, este estado se presenta en los casos:

- a) En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría; como las secciones en L de lados desiguales.
- b) En aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación; que no está contenida en el plano de simetría.

La sección analizada, caen en este último caso (b), donde la carga de soporte es excéntrica en las dos direcciones principales. Estamos en un caso de flexo compresión esviada, cuyo cálculo se resuelve fácilmente mediante los ábacos en roseta (Idea originada de Grasser y Linse, que dieron lugar a la denominación en roseta), esta roseta divide en ocho gráficos, presenta en sus ejes; los esfuerzos reducidos de cálculo (ν ,

u_x, u_y) y son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones. El diagrama de la rosca esviada se encuentra en Anexo 1. Figura A1.1.

2.7.2.5 Consideraciones a tomar en el diseño

- El diámetro mínimo de las armaduras longitudinales será de 12 mm.
- La separación máxima de armaduras longitudinales será de 35cm.
- Se coloca en secciones rectangulares o cuadradas, como mínimo 4 barras longitudinales.
- Toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de las mismas.
- Para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación entre estribos “s” según la instrucción española (EHE-08):

$$s \leq be$$

Siendo “be”, la dimensión mínima de la sección de hormigón, no mayor a 30 cm

Según la norma CBH-87 la “s”, debe ser menor a los siguientes tres valores:

$$S \leq \begin{cases} 12\phi_{\text{longitudinal}} \\ bw \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

2.7.2.6 Determinación de la armadura (As)

Se siguió los siguientes pasos.

1. Los datos necesarios, son los siguientes:

h, b = Dimensiones de la sección del pilar (m).

M_{xd} y M_{yd} = Momentos flectores de cálculo en: “x” y “y” (KNxm).

N_d = Esfuerzo normal de cálculo (KN).

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón (KN/m²).

f_{yd} = Resistencia de caluro del acero (KN/m²).

2. Determinación de la capacidad mecánica del hormigón (U_c): $U_c = F_{cd} \cdot b \cdot x \cdot h$

3. Determinación de la excentricidad de primer orden.

$$e_o = \frac{M_d}{N_d}$$

3. No se considerará excentricidades de primer orden inferiores a la excentricidad constructiva (e_c).

$$e_o \geq e_c = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

Donde:

c = dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo (m).

Para; $35 < \lambda_m < 100$ y $10 < \lambda_g < 29$, produciéndose los efectos de pandeo, se debe añadir la excentricidad adicional (e_a) o ficticia ($e_{fic.}$).

$$e_{fic.} = \left(0,85 + \frac{F_{yd}}{12000}\right) \times \left(\frac{B + 20xe_o}{B + 10xe_o}\right) \times \left(\frac{\ell_o^2}{r}\right) \times 10^{-4}$$

La excentricidad total (e_t) será:

$$e_t = e_o + e_c + e_a$$

4. Se determina los esfuerzos reducidos de cálculo:

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad ; \quad u_x = \frac{M_{dxc}}{U_c x h} \quad ; \quad u_y = \frac{M_{dyc}}{U_c x b}$$

6. Definidos: v , u_x , u_y , se ingresa al diagrama de interacciones de rosera esviada (siendo u_1 el valor mayor de " u_x " y " u_y ", y u_2 el menor de los valores mencionados); que nos proporciona la cuantía " ω " necesaria para el cálculo de la armadura.

$$u_1 > u_2$$

7. Se determina la armadura necesaria (A_s), una vez obtenido la cuantía de cálculo (ω).

$$A_s = \frac{\omega \times b \times h \times F_{cd}}{F_{yd}}$$

8. Se debe verificar la armadura calculada, con la armadura geométrica mínima.

9. Según el código CBH-87, se debe verificar la armadura mecánica mínima (A_m) en toda la sección.

$$A_m \times F_{yd} \geq 0,10 \times N_d$$

Donde:

N_d = Esfuerzo normal de cálculo (KN).

A_m = Área de sección total de la armadura longitudinal en compresión (cm^2).

10. Adquirido el área de la armadura (A_d), se procede a la determinación del número de barras y el diámetro correspondiente al diseño.

2.8 Estructura de cimentación de la edificación

Las zapatas aisladas de H°A°, para el estudio de cimentaciones; serán aplicadas en ambos módulos (Módulo A y Módulo B).

Zapatas aisladas.

Las zapatas aisladas son aquellas que sostienen un solo pilar, o también aquella que sostiene dos pilares contiguos, separados por una junta de dilatación tipo “diapasón”. Las zapatas estudiadas en el presente proyecto, serán flexibles si el vuelo; $V > 2xh$, o rígidas; si $V < 2xh$, donde “h” es la altura de la zapata.

2.8.1 Diseño de zapatas

Se siguió los siguientes pasos para el cálculo estructural.

1. Las cargas que actúan (N, M_x, M_y), en el diseño de la zapata aislada; se pueden apreciar en la Figura 2.3.

2. *Dimensionamiento en planta.*

Se tomará las cargas (N, M) en servicio, asumiendo un peso de la zapata igual al 5% de carga axial “N”, las dimensiones de la zapata serán iguales (A=B),

$$\sigma_t = \frac{(N + 5\% \times N)}{A \times B} + \frac{(M_x) \times 6}{B \times A^2} + \frac{(M_y) \times 6}{A \times B^2} \leq \sigma_{adm}$$

El diagrama de esfuerzos en el terreno, será trapezoidal si la: $e < \frac{A}{6}$ o $\frac{B}{6}$

Como A=B, entonces:

$$\sigma_t = \frac{(N + 5\% \times N)}{A^2} + \frac{(M_x) \times 6}{A^3} + \frac{(M_y) \times 6}{A^3} \leq \sigma_{adm}$$

Se despeja la dimensión “A”, correspondiente a uno de los lados de la zapata. Si la excentricidad fuese mayor a: $\frac{A}{6}$ o $\frac{B}{6}$, el diagrama de esfuerzos en el terreno (σ_t) será triangular, y aun así se debe limitar la excentricidad a: $\frac{A}{3}$ o $\frac{B}{3}$; para esta última, las dimensiones de la zapata serán rectangular. Al tener un momento de gran magnitud en una de sus direcciones provoca que la longitud de la zapata crezca en esa dirección.

$$\sigma_t = \frac{4}{3} \times \frac{(Nt)}{(A - 2xey) \times B} \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

σ_{adm} =Esfuerzo admisible del terreno (KN/m²).

σ_t = Esfuerzo mayor, aplicado en el terreno (KN/m²).

3. Dimensionamiento en elevación (h).

El canto mínimo total (h) que recomienda la norma CBH-87, es de: 30 cm, o también está, (d_{\min}) se puede determinar con las siguientes fórmulas:

$$d_{\min} \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{axb}{4} + \frac{AxB}{2xK-1}} - \frac{(a+b)}{4} & ; \quad K = \frac{4xfvd}{\gamma_f x \sigma_{admi.}} \\ \frac{2x(A-a)}{4+K} \\ \frac{2x(B-b)}{4+K} \end{cases}$$

Donde: “a, b” son las dimensiones del pilar, y “A, B” son las dimensiones de la zapata.

3.1. Con las dimensiones de la zapata, se corrige los momentos, añadidos por las cortantes producidas en la base de la zapata, multiplicadas por su respectivo brazo de palanca “h”.

$$M_{xc} = M_x \pm hxV_x$$

$$M_{yc} = M_y \pm hxV_y$$

3.2. Con las dimensiones reales de la zapata, se procede al cálculo del peso propio (Pp), posteriormente se debe realizar la comprobación del esfuerzo en el terreno.

$$P_p = \gamma_h x A^2 x h \quad ; \quad \sigma_t \leq \sigma_{adm}$$

4. Estabilidad de la cimentación.

Según la norma CBH-87, se comprobará:

4.1. Estabilidad al vuelco.

$$(N + P_p) x \frac{A}{2} \geq (M + Vxh) x \gamma_1$$

Donde:

γ_1 = Coeficiente de seguridad al vuelco, para el cual se recomienda 1,5

4.2. Estabilidad al deslizamiento.

Para suelos no cohesivos:

$$(N + P_p) x \text{tg}(\theta_d) \geq \gamma_2 x V$$

Donde:

γ_2 = Coeficiente de seguridad al deslizamiento, que se puede tomar 1,5

$\theta_d = (\frac{2}{3} x \theta)$: Ángulo de rozamiento interno, tomado como referencia para suelo no cohesivo. Este valor se encuentra en la Tabla A1.19, referido al Estudio de suelos.

5. Cálculos estructurales de la armadura de cimentación.

Se procede a clasificar la zapata si es rígida o flexible (método de la flexión). Cabe recalcar que en el dimensionamiento de la armadura se debe trabajar con las solicitaciones mayoradas, en otras palabras, en los E.L.U.

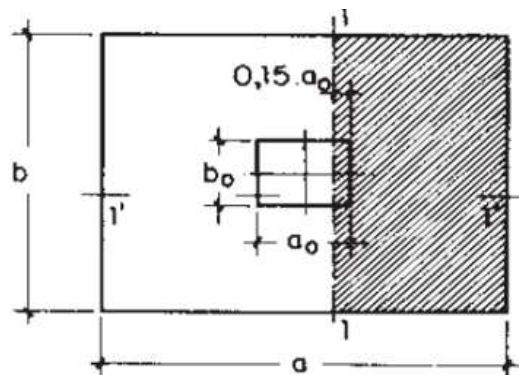
5.1 Zapata rígida y flexibles.

El método para el dimensionamiento de la armadura, será el de la flexión; y se seguirá los mismos pasos para el cálculo de la armadura de una losa maciza (según el apartado 2.6.1.1 punto 5).

5.2.1 Cálculo del momento de diseño (M_d).

Según el código boliviano CBH-87 en el apartado 9.8.2.2.1: “El cálculo del momento de diseño (M_d) para la armadura a tracción, se lo hará a una distancia de $0,15x a_o$ y $0,15xb_o$, adentro de la columna (seccion 1-1)”, para entender más a detalle este procedimiento, se observa en la Figura 2.8, lo anteriormente mencionado.

Figura 2. 8 Sección de referencia; S(1-1)



Fuente: norma boliviana (CBH-87).

Determinado “ M_d ”, se seguirá los pasos del apartado: 2.6.1.1, (punto 5), para la determinación de la armadura de tracción (A_s) y de compresión (A_s'), si es necesaria por razones constructivas. Esta armadura debe ser verificada, con la cuantía geométrica mínima ($A_{gmin.}$).

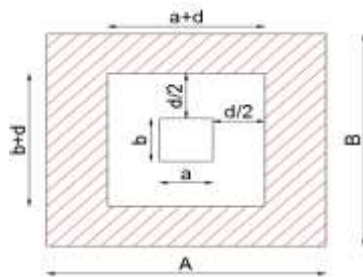
5.2.2. Verificación a punzonamiento (aplicada solo en zapatas flexibles).

$$V_{cu} \geq V_d$$

Donde:

V_{cu} = Fuerza cortante que es resistido por el hormigón (Kg).

V_d = Fuerza de corte debido a las cargas externas (kg).

Figura 2. 9 Perímetro crítico de punzonamiento.

Fuente: Elaboración propia.

$$P_c = [(a + d) + (b + d)] \times 2$$

$$V_d = \sigma_t \times [B \times A - (a + d) \times (b + d)]$$

$$V_{cu} = 2 \times f_{cv} \times P_c \times d$$

Donde:

σ_t = Esfuerzo mayorado crítico (KN/m²)

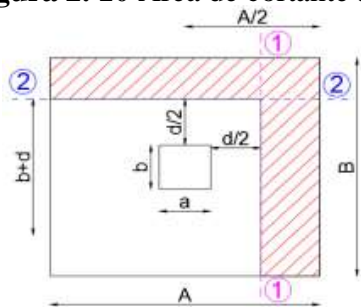
P_c = Perímetro crítico (m).

d = Canto útil (m)

f_{cv} = Resistencia virtual del hormigón

Si esta relación no cumpliera, se debe aumentar el canto útil (d) de la zapata.

5.2.3 Verificación a cortante por flexión.

Figura 2. 10 Área de cortante a flexión.

Fuente: Elaboración propia.

Seccion 1 – 1

$$V_{d2} < f_{cv} \times B \times d$$

$$V_{d2} = B \times \left(\frac{A}{2} - \frac{a}{2} - \frac{d}{2} \right) \times \sigma_t$$

Seccion 2 – 2

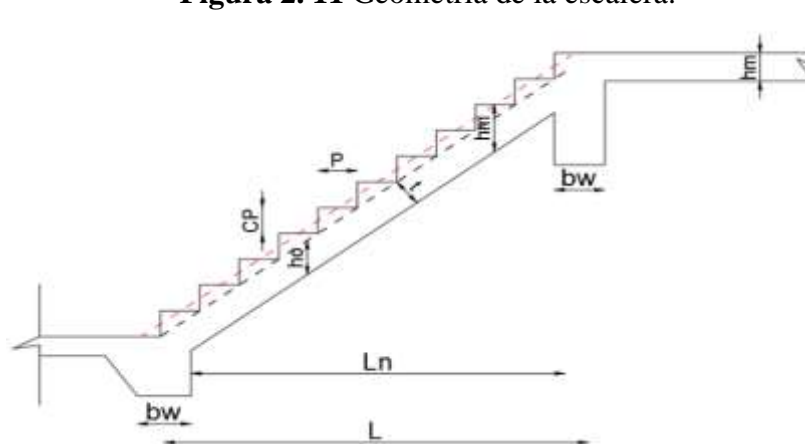
$$V_{d2} < f_{cv} \times A \times d$$

$$V_{d2} = A \times \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - \frac{d}{2} \right) \times \sigma_t$$

2.9 Estructuras complementarias (Escaleras)

Solamente el “Módulo A” contempla este tipo de elemento a diseñar, del cual se realizará; el cálculo estructural de la armadura longitudinal: inferior y superior.

2.9.1 Escaleras

Figura 2. 11 Geometría de la escalera.

Fuente: Diseño de concreto armado (Roberto Morales Morales).

Pasos:

1. Se debe determinar la altura de la losa (hm).

$$h_m = \frac{t}{\cos(\theta)} + \frac{CP}{2}$$

Donde:

$$t = \frac{L_n}{25} \approx \frac{L_n}{20} \quad ; \text{ Se tomará el promedio de ambos.}$$

$$\cos(\theta) = \frac{P}{\sqrt{(P^2 + CP^2)}} \quad ; \text{ Angulo que forma con la horizontal.}$$

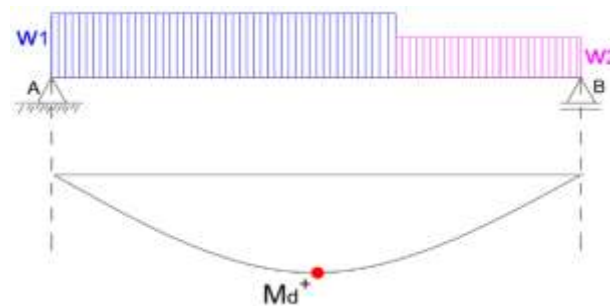
P = Paso (m).

CP = Contrapaso (m).

2. Se debe determinar la carga de diseño (en los E.L.U.) del tiro de la escalera (W_1) y del descanso (W_2). El metrado de cargas: permanentes (g), cargas variables (q), se encuentran en el Capítulo III. punto 3.9.

3. Para el cálculo de la armadura de tracción (A_s), se debe determinar el momento máximo positivo de cálculo " M_d^+ ", debido a la carga de diseño. Para " M_d^+ ", los apoyos de la losa deben asumirse articulados; tal como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 2. 12 Distribución de cargas, en la escalera.



Fuente: Elaboración propia.

Calculado M_d^+ , se procede al cálculo de la armadura (A_s) (según 2.6.1.1. punto 5).

4. El cálculo de la armadura negativa (A_s^-), se realizara con el valor de;

$$M_d^- = 0,25 \times M_d^+$$

Recomendación que fue tomada por el ingeniero José Calavera, en su libro: "Cálculo y proyecto de estructuras de hormigón (Tomo II)".

Si la armadura de cálculo resulta menor a la armadura geométrica mínima de retracción y temperatura, se optará esta última, como la armadura de diseño (A_s^{\wedge}).

5. Al igual que el cálculo de una losa maciza, la separación máxima de las armaduras (s), no debe de sobrepasar de 30 cm.

2.10 Estrategia para la ejecución del proyecto

Para la ejecución del proyecto, es necesario determinar, como primer paso: las especificaciones técnicas, seguidamente, se realizará los cálculos métricos; con sus respectivos precios unitarios para la elaboración del presupuesto, y finalmente el planeamiento y cronograma respectivo.

2.10.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas, en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto; complementando lo indicado, en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

2.10.2 Cálculos métricos

Computar significa medir: superficies, longitudes, y volúmenes, en los que solo se requiere el uso de fórmulas geométricas sencillas. El cálculo métrico, también es conocido como cubicaje o medición, que determina el volumen de una obra o parte de la misma, para que aplicando el producto del mismo por su costo unitario; nos dé una idea representativa de su valor. El modelo de la planilla a computar se puede observar en Anexo 1, Tabla A1.28.

2.10.3 Precios unitarios

Los precios unitarios, se refieren al costo por unidad de: volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de los precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos:

- Materiales
- Mano de obra
- Equipo.

- Maquinaria y herramientas|

Se tomará en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra, como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA, como gastos generales él; 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94% y un valor de IT del 3,09%.

El formulario que corresponde al análisis de los precios unitarios es; “B-2”, correspondiente del Sistema de Administración de Bienes y Servicio (SABS)”, que utiliza las incidencias pertinentes y los precios actuales de los: materiales, mano de obra, equipo, etc. Este formulario se encuentra en Anexo 1, Tabla A1.27.

2.10.4 Presupuesto

El presupuesto de la obra, se lo determina de acuerdo a los precios unitarios para cada cómputo métrico referido a la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado, porque un mal presupuesto, puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

El detalle del presupuesto de obra, de acuerdo al formulario B-1 del Sistema de Administración de Bienes y Servicio (SABS), se encuentra en Anexo 1, Tabla A1.29.

2.10.5 Planeamiento y Cronograma

El planeamiento y cronograma de una obra a ejecutar, se lo determinará de acuerdo a una ruta crítica y la cantidad de cuadrillas necesarias, en cada una de las etapas de la construcción.

Se utilizará el diagrama de GANTT, para la elaboración del planeamiento y cronograma de la obra.

CAPÍTULO III
“INGENIERÍA DEL PROYECTO”

3 Ingeniería del proyecto

3.1 Análisis del levantamiento topográfico

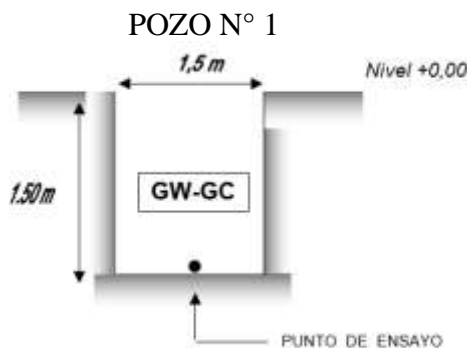
Se pudo apreciar que el terreno de emplazamiento, presenta pendientes mínimas y desniveles pequeños; caracterizando así el terreno como plano, pero al ingresar al lugar, presenta un desnivel. Por lo tanto, el estudio topográfico, no solo se realizará en el lugar de emplazamiento sino también fuera del mismo. El levantamiento topográfico se lo realizó con el equipo: RTK con sistema GNSS, y la estación total; para un área de emplazamiento de 818,42 m², dando como resultado, variaciones de elevación casi insignificantes entre un punto y otro.

El plano topográfico altimétrico y planímetro, se encuentra en Anexos 2.

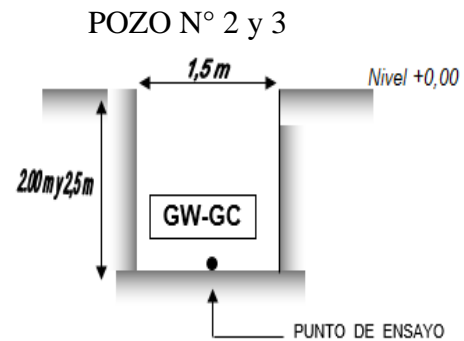
3.2 Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos, engloba: la granulometría, límites de Atterberg y ensayo de penetración estándar (S.P.T). Estos ensayos fueron realizados en el laboratorio de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, cumpliendo con lo señalado en el marco teórico (Capítulo II). Se realizó tres perforaciones: la primera a 1,5 m de profundidad, la segunda a 2 m y tercera a 2,5 m.

Figura 3. 1 Ensayo S.P.T. en pozo n°1 **Figura 3. 2** Ensayo S.P.T. en pozo n° 2 y 3



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

La clasificación del suelo según el método ASSTHO, corresponde a un; A-1-a, y por el Sistema Unificado (SUCS) un; GW-GC, que significa “grava bien graduada con arcilla y arena”.

El esfuerzo admisible del suelo, realizado por el equipo del S.P.T, será verificado por el método de la; Ecuación general de Meyerhof y Terzagui, este último, nos da valores concordantes con el estudio de suelos, realizado por la Universidad. Esta verificación

se puede observar más a detalle en Anexo 1 (punto 1.4), solo se mostrara en este capítulo el resumen, y el valor adoptado para el diseño estructural.

Tabla 3. 1 Resumen de los esfuerzo admisibles del suelo ($\sigma_{adm.}$).

| N° Pozo | Profundidad (D _f) | N° golpes (SPT) | Método Grafico $\sigma_{adm.}$ (Kg/cm ²) | Método Meyerhof $\sigma_{adm.}$ (Kg/cm ²) | Método Terzaghi $\sigma_{adm.}$ (Kg/cm ²) |
|------------|----------------------------------|--------------------|--|---|---|
| 1 | 1,5 | 18 | 3,43 kg/cm ² | 3,68 kg/cm ² | - |
| 2 | 2 | 20 | 3,48 kg/cm ² | - | 3,64 kg/cm ² |
| 3 | 2,5 | 23 | 3,85 kg/cm ² | - | 4,68 kg/cm ² |

Fuente: Elaboración propia.

El valor de la capacidad admisible del suelo ($\sigma_{adm.}$), en condiciones secas, será tomada del método gráfico; para una profundidad de cimentación de 1,5 m.

Datos:

$$\sigma_{adm.} = 3,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$W (\%)_{\text{(Humedad)}} = 1,5 \% \text{ (ver: Anexo 3 "Estudio de suelos" (pozo n° 1))}.$$

$$\sigma_{adm.(\text{seco})} = \sigma_{adm.} - (1,5 \%) \times \sigma_{adm.} = 3,43 \text{ kg/cm}^2 - (1,5 \%) \times 3,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm.(\text{seco})} = 3,38 \text{ kg/cm}^2$$

Se sabe muy bien que el suelo en la provincia Cercado sufre de erosión y arrastre de sedimento, lo que hace que el suelo no sea tan resistente para la cimentación, por lo tanto, se disminuirá un 10% más de la capacidad admisible ($\sigma_{adm.(\text{seco})}$) del mismo.

$$\sigma_{adm.(\text{diseño})} = \sigma_{adm.(\text{seco})} - 10\% \times \sigma_{adm.(\text{seco})} = 3,38 \text{ kg/cm}^2 - 0,1 \times 3,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm.(\text{diseño})} = 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico, que contiene los ambientes necesarios (dormitorios, patio de entrenamientos, cuarto de resguardo del equipo contra incendios), mencionados por la comandando en jefe: Maribel Mallon, (del cuerpo de bomberos BRASSCHAT), son

base primordial para que una estación de bomberos, sea funcional y operativo. A continuación, se mencionarán los tipos de ambientes que contiene cada planta.

Planta baja: Sala de espera, sala de juntas, comandancia, cuarto de mapas, oficina de administración, alarma y control, cuarto de máquinas, baños de varones y de mujeres, cuarto de almacén de equipo de limpieza, lavado de equipo, baños del personal, comedor, cocina, bóveda para mangueras de herramientas y equipo contra incendio, almacén de víveres, bóveda y almacén de equipo menor.

Planta alta: Sanitario mujeres, sanitario varones, vestidor de mujeres y regadera de mujeres, vestidor de hombres, regadera de hombres, dormitorio de hombres, dormitorio de mujeres, sala de TV, sala de juegos, gimnasio y sala de usos múltiples.

Pateo: Tinglado para el parqueo de vehículos contra incendios, y el patio de entrenamientos.

3.3.1 Análisis de cargas

a) Edificio administrativo “Módulo A”.

Las cargas de diseño que fueron utilizadas y cargadas al programa Cypecad, se muestra en la siguiente Tabla 3.2.

Tabla 3. 2 Cargas consideradas en el diseño “Módulo A”.

| Cargas Consideradas en la Edificación (Modulo A) | | |
|---|---|--|
| Carga Permanente | Peso Propio | Para cada elemento. |
| | Sobre piso y acabados (forjado 4) | 0,53 KN/m ² = 53 Kg/m ² |
| | Sobre piso y acabados (forjado 3) | 1,51 KN/m ² = 151 Kg/m ² |
| | Sobre piso y acabados (forjado 2) | 2,01 KN/m ² = 201 Kg/m ² |
| | Muro de Ladrillo Exterior e = 15cm | 8,40 KN/m = 840 Kg/m |
| | Muro de Ladrillo Interior e = 10cm | 6,57 KN/m = 657 Kg/m |
| | Peso de la ventana de aluminio | 0,12 KN/m ² xH=12Kg/m ² xH |
| Sobre Carga | Loza maciza (Forjado 4) | 3 KN/m ² = 300 Kg/m ² |
| | Losa aliviando (Forjado 3) | 3 KN/m ² = 300 Kg/m ² |
| | Losa aliviada (Forjado 2) | 3 KN/m ² = 300 Kg/m ² |
| | Escaleras | 4 KN/m ² = 400 Kg/m ² |
| Acción del Viento | Mediante el CTE-DB SE-AE Incluida en Cypecad. | |

Fuente: Elaboración propia.

b) Tinglado metálico “Módulo B”.

Las cargas de diseño que fueron, utilizadas y cargadas al programa Cypecad, se muestra en la siguiente Tabla 3.3.

Tabla 3. 3 Cargas consideradas en el diseño “Módulo B”.

| Cargas consideradas para la edificación (Modulo B) | | |
|---|---|--|
| Carga Permanente | Peso Propio | Para cada elemento. |
| | Peso de la calamina (DNE) | 0,04 KN/m ² = 4 Kg/m ² |
| Sobre Carga | Carga de granizo (Sgrc) | 0,9 KN/m ² = 90 Kg/m ² |
| | Carga de mantenimiento (Lr) | 1 KN/m ² = 100 Kg/m ² |
| Acción del Viento | Ambas presiones; Barlovento = 37,69 Kg/m ² Sotavento = 0 Kg/m ² | |

Fuente: Elaboración propia.

La determinación, de las cargas de diseño de ambos módulos; se puede ver más a detalle en Anexo 1. punto 1.3 (Análisis – metrado de cargas).

3.4 Planteamiento estructural

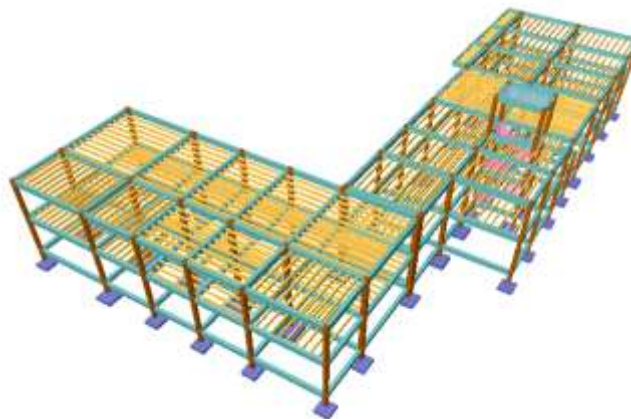
Una vez obtenido: la topografía, el estudio de suelos, y el diseño estructural definido, se procederá a realizar el planteo estructural de la edificación.

3.4.1 Estructura de la edificación

3.4.1.1 Estructura de la cubierta (Modulo A)

Para el dimensionamiento y diseño de la cubierta alivianada con viguetas pretensadas (ver 2.4.1.1), se utilizó el paquete estructural Cypecad.

Figura 3. 3 Modelo de la estructura de la cubierta (Módulo A).



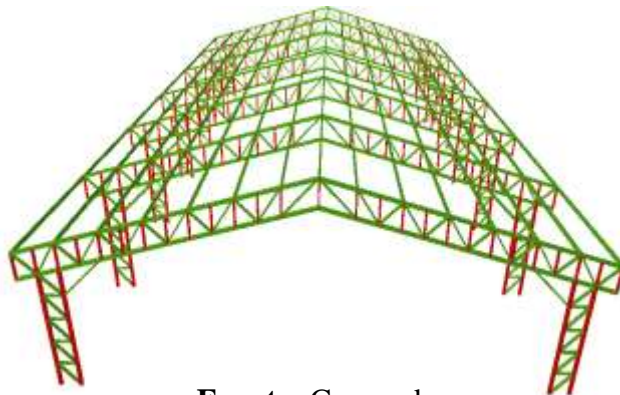
Fuente: Cypecad.

3.4.1.2 Estructura de la cubierta (Modulo B)

La cubierta, realizada con cerchas metálicas y correas (ver 2.4.1.2), tiene: apoyos fijos, tipo de acero estructural “A-36”, perfiles a utilizar; costanera 80x40x15x2, costanera 100x50x15x3, tipo de cubierta a cubrir; calamina galvanizada ondulada #28. Se debe destacar que todos los perfiles, incluso las correas, estarán soldados entre sí; con soldadura tipo filete.

Para el dimensionamiento y diseño de la cubierta metálica, se utilizó los programas cypecad, y Sap 2000, este último; para el cálculo de las deflexiones.

Figura 3. 4 Modelo de la estructura de la cubierta (Modulo B).

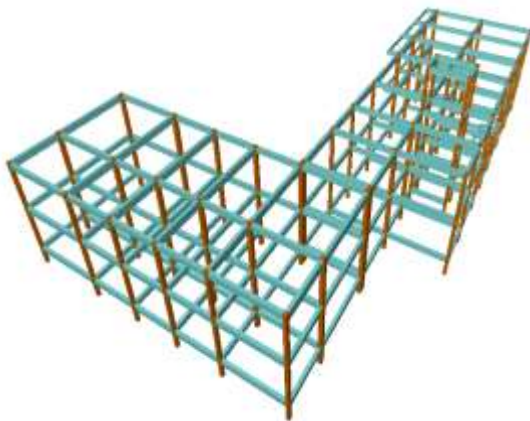


Fuente: Cypecad.

3.4.2 Estructuras de sustentación de la edificación

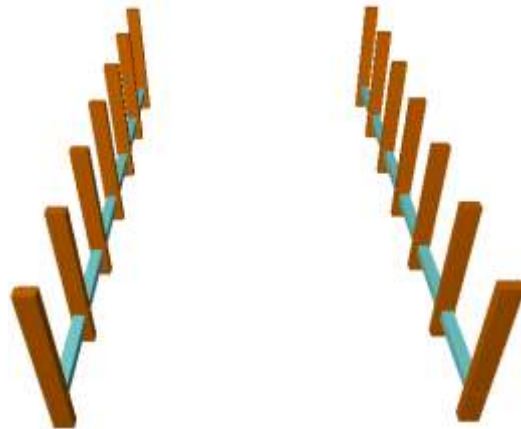
Los módulos: Módulo A (Edificio Administrativo) y Módulo B (Tinglado Metálico), están compuestos por pórticos de hormigón armado y pilares aislados (2.4.2.1 y 2.4.2.2). El cálculo respectivo será realizado con el paquete estructural Cypecad.

Figura 3. 5 Estructura de sustentación “Módulo A”.



Fuente: Cypecad.

Figura 3. 6 Estructura de sustentación “Módulo B”.



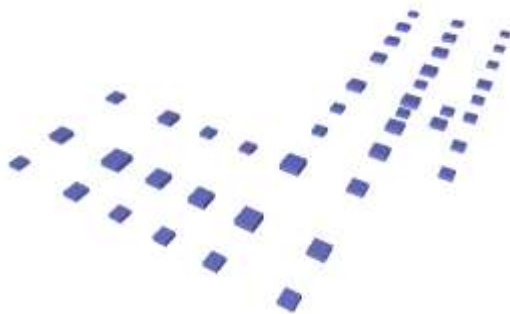
Fuente: Cypecad.

3.4.3 Fundaciones

La edificación cuenta, con: 46 zapatas aisladas en el Módulo A, y 14 en el Módulo B, ambas con vigas de arriostre, para reducir el pandeo lateral de las columnas.

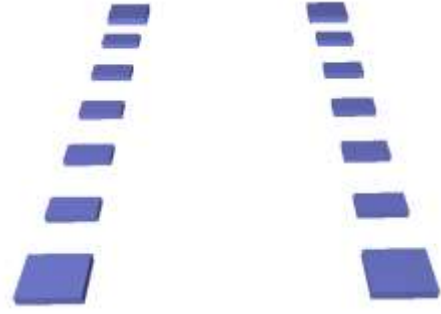
El programa utilizado para el dimensionamiento y diseño, es el Cypecad.

Figura 3. 8 Estructura de cimentación “Modulo A”.



Fuente: Cypecad.

Figura 3. 7 Estructura de cimentación “Modulo B”.



Fuente: Cypecad.

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

Se aplicará todo lo mencionado del punto 2.5; que abarca toda la normativa y parámetros de cálculo, para el diseño estructural. De manera que este proyecto sea válido, para la entidad a presentar (Cuerpo de Bomberos Voluntarios BRASSCHAT).

3.6 Cálculo y diseño del edificio administrativo del personal (Módulo A)

3.6.1 Cálculo y diseño de la sustentación de la cubierta

3.6.1.1 Losa maciza del tanque elevado

1. Las cargas permanentes no estructurales (P_{NE}), y la sobrecarga de uso (P_{SC}) son:

$$P_{NE} = 0,53 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Carga no estructural, ver Anexo A1. Tabla A1.37}).$$

$$P_{SC} = 3 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Sobrecarga de uso, ver Anexo A1. Tabla A1.37}).$$

2. Predimensionamiento de la altura de la losa (h) y peso de la misma (P_{LM}).

Datos:

$$L_x = 2,10 \text{ m} = 210 \text{ cm}$$

$$Y_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$h \geq \begin{cases} \frac{\ell_x}{40} = \frac{210 \text{ cm}}{40} = 5,3 \text{ cm} \\ 8 \text{ cm} \end{cases}$$

Constructivamente, se adoptará: $h_L = 10 \text{ cm}$.

Figura 3. 9 Dimensiones de la losa maciza.

Fuente: Elaboración propia.

La altura de la losa: $h_L=10$ cm, cumple la separación entre barras verticales, según la norma CBH-87 (punto 12.5.2); debe ser mayor o igual a 2 cm, o el diámetro mayor de la barra.

El peso de la losa maciza (P_{LM}):

$$P_{LM} = \gamma_h x h_L = 25 \text{ KN/m}^3 x 0,1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

2.1. La carga total (q_t), y la carga de diseño (q_d), en los E.L.U. será:

$$q_t = P_{NE} + P_{LM} + P_{SC} = 0,53 \text{ KN/m}^2 + 2,5 \text{ KN/m}^2 + 3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_t = 6,03 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 1,6 x q_t = 1,6 x 6,03 \text{ KN/m}^2 = 9,65 \text{ KN/m}^2$$

3. Clasificación de la losa.

Datos:

$$L_y = 314 \text{ cm} \quad \frac{l_y}{l_x} = 1,50 < 2 : \text{ Losa bidireccional}$$

$$L_x = 210 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la losa será armada en ambas direcciones.

4. Cálculo de los momentos flectores: M_y y M_x .

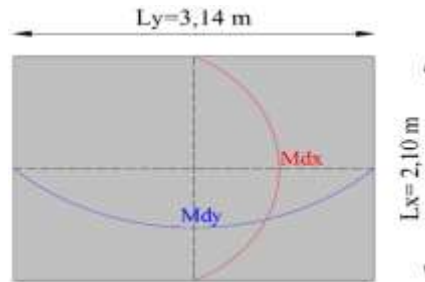
Datos:

$$m_x = 13,76 ; m_y = 34,61 \quad (\text{Caso I, de la Tabla de CZERNY, ver la Tabla A1.21})$$

$$M_{d_x} = \frac{q_d x L_x^2}{m_x} = \frac{9,65 \text{ KN/m}^2 x (2,10 \text{ m})^2}{13,76} = 3,09 \text{ KNxm/m}$$

$$M_{d_y} = \frac{q_d x L_y^2}{m_y} = \frac{9,65 \text{ KN/m}^2 x (3,14 \text{ m})^2}{34,61} = 2,73 \text{ KNxm/m}$$

Figura 3. 10 Momentos Flectores: “My y Mx”.



Fuente: Elaboración propia.

5. Cálculo de la armadura longitudinal, en el lado menor Lx.

Datos:

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} = 2,10 \text{ KN/cm}^2 \quad F_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,40 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} = 50 \text{ KN/cm}^2 \quad F_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{dy} = 1,23 \text{ KNxm} = 123 \text{ KNxcm}$$

$b_w = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$ (Para un metro de ancho de banda).

El recubrimiento mínimo ($r_{\min.}$), definido por: el grado de exposición de la estructura, vida útil y tipo de cemento, para esta estructura será:

- Tipo de exposición I “No agresivas” (Elementos estructurales de edificios protegidos de la intemperie, como forjados).
- Vida útil del proyecto 50 años.
- Tipo de cemento CM I (Cemento portland).

Por lo tanto, con estas características el recubrimiento mínimo ($r_{\min.}$) según la norma CBH-87 (Tabla A1.16), verificada con la norma EHE-08 (Tabla A1.17) será de:

$$r_{\min.} = 15 \text{ mm}$$

Según el nivel de control en que se ejecute la obra (Δ) (ver 2.5.2.7.1), el recubrimiento geométrico (r_g) será:

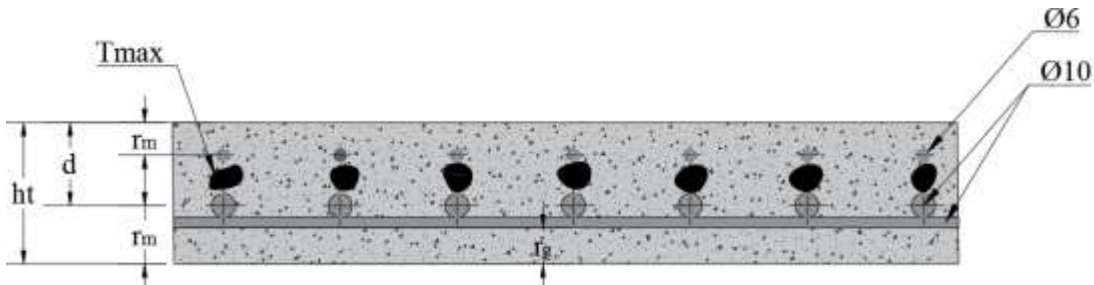
Datos:

Δ_r (nivel control de ejecución) = 10 mm

$$r_g = r_{\min} + \Delta_r = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$$

El recubrimiento mecánico (r_m) es igual a:

Figura 3. 11 Recubrimiento geométrico (r_g) y mecánico (r_m), en losa maciza.



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$\phi_{longi} = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$ (Diámetro mínimo de construcción en losas a flexión).

$$r_m = r_g + \phi_{longi} + \frac{\phi_{longi}}{2} = 2,5 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2} = 4,00 \text{ cm}$$

El canto útil será definido como:

$$ht = 10 \text{ cm} \rightarrow d = ht - r_m = 10 \text{ cm} - 4,00 \text{ cm} = 6,00 \text{ cm}$$

5.1. Determinación del momento reducido (μ_d) de cálculo y la cuantía del acero (ω).

$$\mu_d = \frac{M_{dy}}{b_w \times d^2 \times F_{cd}} = \frac{123 \text{ KNxcm}}{100 \text{ cm} \times (6 \text{ cm})^2 \times 1,40 \text{ KN/cm}^2} = 0,024$$

$$\mu_d \leq u_{lim} \longrightarrow 0,024 \leq 0,3717 \quad (\text{DOMINIO N}^\circ 2)$$

$$\omega = 0,0308$$

6. Como: $\mu_d \leq u_{lim}$, solo se dispondrá de la armadura a tracción (A_s).

$$A_s = \frac{\omega \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} = A_s = \frac{0,0308 \times 1,40 \text{ KN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 6 \text{ cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7. La armadura de cálculo (A_s), será comparada con la con (A_{gmin}).

Datos:

$w_{min} = 1,5 \text{ ‰}$; Para aceros AH-500, elemento losa; ver la Tabla A1.14.

$$A_{gmin} = w_{min} \times b_w \times h = 0,0015 \times 100 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Po lo tanto, el área de la armadura de diseño será; $A_d = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$

8. El número de barras ($N^{\circ}b$) y diámetro a utilizar (ϕ), según la Tabla A1.25, será:

$$U_s = A_t \times F_{yd} = (1,50 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 43,48 \text{ KN/cm}^2 = 65,22 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}b = 2 \phi 10$$

8.1. La separación máxima (S_{max}) entre barras, es de 30 cm, según la norma CBH-87.

$$s = \frac{100\text{cm}}{N^{\circ}b} = \frac{100\text{cm}}{2} = 50 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad ; \text{NO CUMPLE!}$$

La separación no cumple con lo especificado por la norma, por lo tanto; se colocará una separación constructiva (S_c) que facilite su puesta en obra.

$$S_c = 25 \text{ cm}$$

El número de barras, ahora será:

$$N^{\circ}b = \frac{100 \text{ cm}}{S_c} = \frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 4 \text{ barras}$$

Disponer: 4Ø10 c/ 25 cm / m, por cada metro.

El número total de barras ($N^{\circ}bt$), para el lado menor L_x :

$$Nbt = \frac{L_x}{S} = \frac{210 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 8,40 \approx 9 \text{ barras}$$

La armadura a colocar será: **9Ø10 c/25cm**

5'. Cálculo de la armadura longitudinal, en el lado mayor L_y .

Datos:

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} = 2,10 \text{ KN/cm}^2 \quad F_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,40 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} = 50 \text{ KN/cm}^2 \quad F_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{dx} = 3,09 \text{ KNxm} = 309 \text{ KNxcm}$$

$$b_w = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm} \text{ (Para un metro de ancho de banda).}$$

5.1'. Determinación del momento reducido (μ_d) de cálculo y la cuantía del acero (ω).

$$\mu_d = \frac{M_{dx}}{b_w \times d^2 \times F_{cd}} = \frac{309 \text{ KNxcm}}{100 \text{ cm} \times (6 \text{ cm})^2 \times 1,40 \text{ KN/cm}^2} = 0,061$$

$$\mu_d \leq \mu_{lim} \longrightarrow 0,061 \leq 0,3717 \quad (\text{DOMINIO N}^{\circ} 2)$$

$$\omega = 0,0637$$

6'. Como: $\mu_d \leq \mu_{lim}$, solo se dispondrá de la armadura de tracción (A_s).

$$A_s = \frac{\omega \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} = A_s = \frac{0,0637 \times 1,40 \text{ KN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 6 \text{ cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7'. La armadura de cálculo (A_s), será comparada con la con (A_{gmin}).

Datos:

$$w_{min} = 1,5 \text{ ‰} ; \text{ Para aceros AH} - 500, \text{ elemento losa; ver la Tabla A1.14}$$

$$A_{gmin} = w_{min} \times b_w \times h = 0,0015 \times 100 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Po lo tanto el área de la armadura de diseño será; $A_d=1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$

8'. El número de barras ($N^\circ b$) y diámetro a utilizar (\emptyset), según la Tabla A1.25, será:

$$U_s = A_t \times F_{yd} = (1,50 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 43,48 \text{ KN/cm}^2 = 65,22 \text{ KN}$$

$$N^\circ b = 2 \emptyset 10$$

8,1'. La separación máxima (S_{\max}) entre barras, es de 30 cm, según la norma CBH-87.

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{N^\circ b} = \frac{100 \text{ cm}}{2} = 50 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad ; \text{ NO CUMPLE!}$$

La separación no cumple con lo especificado por la norma, por lo tanto; se colocará una separación constructiva (S_c) que facilite su puesta en obra.

$$S_c = 25 \text{ cm}$$

El número de barras ahora será:

$$N^\circ b = \frac{100 \text{ cm}}{S_c} = \frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 4 \text{ barras}$$

Disponer: $4\emptyset 10 \text{ c}/ 25 \text{ cm} / \text{m}$, por cada metro.

Por lo tanto, el número total de barras ($N^\circ bt$) para el lado mayor L_y :

$$N_{bt} = \frac{L_y}{S} = \frac{314 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 12,56 \approx 13 \text{ barras}$$

La armadura a colocar será: **13 \emptyset 10 c/25cm**

9. Para la verificación de las flechas, se trabajará en el estado límite de utilización (E.L.S.); en donde la flecha admisible (Δ_{adm}), para el lado más desfavorable (L_y) será:

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{L_y}{300} = \frac{314 \text{ cm}}{300} = 1,05 \text{ cm}$$

Con el fin de cumplir los estados límites de deformaciones:

$$\Delta_{\text{total}} \leq \Delta_{\text{adm}}$$

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_{\text{instantánea}} + \Delta_{\text{fluencia}}$$

9.1. Cálculo de la deformación instantánea ($\Delta_{\text{instantánea}}$).

$$\Delta_{\text{instantánea}} = \frac{5 \times Q \times (L_y)^4}{384 \times E \times (I_{\text{eq o } I_b})}$$

Datos:

$$Q = q_t \times L_x = 6,03 \text{ KN/m}^2 \times 2,10 \text{ m} = 12,66 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0,13 \text{ KN/cm}$$

$$L_y = 314 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$$

$$E = 6.000 \times \sqrt{f_{ck}} = 6.000 \times \sqrt{21 \text{ Mpa}} = 27.495,45 \text{ Mpa} = 2.749,54 \text{ KN/cm}^2$$

Si el “ $M_y \leq M_f$ ”, la pieza no ha fisurado; por lo tanto, se usará la inercia bruta (I_b).

$$I_b = \frac{(L_x)xh^3}{12} \text{ (si } M_y < M_f)$$

Si el “ $M_y \geq M_f$ ”, la pieza ha fisurado; por lo tanto, se usará la inercia equivalente (I_{eq}),

$$I_{eq} = \frac{M_f}{M_x} x I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_x} \right)^3 \right] x I_f$$

Según la Tabla A1. 18: M_f , I_h , y_h , de la sección homogenizada, serán determinadas de la siguiente manera:

-Determinación de la resistencia a tracción del hormigón ($f_{ct,k}$).

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_{ct,k} = 0,21 x \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 x \sqrt[3]{(21 \text{ Mpa})^2} = 1,60 \text{ Mpa} = 0,16 \text{ KN/cm}^2$$

-Determinación del centro de gravedad (y_h) de la sección homogenizada:

$$A_{100} = 0,785 \text{ cm}^2 \text{ (Area de acero longitudinal } \varnothing 10).$$

$$y_h = \frac{(L_x)xhtx\frac{ht}{2} + (N^{\circ}bt - 1)xAsxd}{(L_x)xht + (N^{\circ}bt - 1)xAs} = \frac{210\text{cm}x10\text{cm}x\frac{10\text{cm}}{2} + (9 - 1)x0,785\text{cm}^2x5 \text{ cm}}{210\text{cm}x10\text{cm} + (9 - 1)x0,785\text{cm}^2}$$

$$y_h = 5 \text{ cm}$$

-Determinación de la inercia sin fisurar (I_h), de la sección homogenizada:

$$I_h = \frac{1}{12} x (L_x)xht^3 + (L_x)xhtx\left(y_h - \frac{ht}{2}\right)^2 + (N^{\circ}bt-1)x As x(d-y_h)^2$$

$$I_h = \frac{1}{12} x 210\text{cm}x(10\text{cm})^3 + 210\text{cm}x10\text{cm}x\left(5\text{cm} - \frac{10\text{cm}}{2}\right)^2 + (9-1) x 0,785\text{cm}^2x(6\text{cm}-5\text{cm})^2$$

$$I_h = 17.506,28 \text{ cm}^4$$

Se determina el momento flector fisurado (M_f), con los datos previamente calculados.

$$M_f = f_{ct,k} x \frac{I_h}{ht - y_h} = 0,16 \text{ KN/cm}^2 x \frac{17.506,28\text{cm}^4}{10\text{cm} - 5\text{cm}} = 560,20 \text{ KNxcm}$$

$$M_y = \frac{q_t x L_x^2}{m_y} = \frac{6,03 \text{ KN/m}^2 x (210\text{cm}/100)^2}{34,61} x 100 = 76,83 \text{ KNxcm}$$

$$M_y \leq M_f \rightarrow 76,83 \text{ KNxcm} \leq 560,20 \text{ KNxcm} \text{ ;SE USARÁ LA } I_b!$$

Determinación de la sección bruta (I_b).

$$I_b = \frac{(L_x)xht^3}{12} = \frac{210\text{cm}x(10\text{cm})^3}{12} = 17.500\text{cm}^4$$

La deformación instantánea será:

$$\Delta_{instantánea} = \frac{5x0,13\text{KN/cm}x(314 \text{ cm})^4}{384x2.749,54 \text{ KN/cm}^2x17.500\text{cm}^4} = 0,34 \text{ cm}$$

9.2. Cálculo de la deformación diferida (Δ_{fluencia}).

$$\Delta_{\text{fluencia}} = \lambda \times \Delta_{\text{instantánea}}$$

Datos:

$\epsilon = 2,00$; Para una vida útil de 50 años. (Tabla A1. 20).

$\rho =$ No requiere cuantía geométrica (ω'), de armadura de compresión (A_s').

$$\lambda = \frac{\epsilon}{1 + 50\rho} = \frac{2,00}{1 + 50 \times 0} = 2,00 \longrightarrow \Delta_{\text{fluencia}} = 2,00 \times 0,34 = 0,68 \text{ cm}$$

La deformación total será:

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_{\text{instantánea}} + \Delta_{\text{fluencia}} = 0,34 \text{ cm} + 0,68 \text{ cm} = 1,02 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{total}} \leq \Delta_{\text{adm}} \longrightarrow 1,02 \text{ cm} \leq 1,05 \text{ cm} \text{ ¡CUMPLE!}$$

10. Resumen de cálculo.

Tabla 3. 4 Armadura longitudinal inferior “Ly y Lx” en la losa maciza.

| CÁLCULO MANUAL | | CÁLCULO CYPECAD | |
|----------------------------|-----------------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Armadura longitudinal (Lx) | Area del acero (cm ²) | Armadura longitudinal (Lx) | Area del acero (cm ²) |
| 9Ø10 c/25cm | 7,07 | 7Ø10 c/25cm | 5,50 |
| Armadura longitudinal (Ly) | Area del acero (cm ²) | Armadura longitudinal (Ly) | Area del acero (cm ²) |
| 13Ø10 c/25cm | 10,21 | 11Ø10 c/25cm | 8,64 |

Fuente: Elaboración propia.

3.6.1.2 Losa alivianada de entre pisos y cubierta de último nivel

1. Las cargas permanentes: estructural (P_{propio}), no estructural (P_{NE}), y variables (P_{SC}), en la cubierta del ultimo nivel (Forjado n° 3), son:

Datos:

$P_{\text{NE}} = 1,51 \text{ KN/m}^2$ (Carga no estructural, ver Anexo A1. Tabla A1.37).

$P_{\text{SC}} = 3 \text{ KN/m}^2$ (Sobrecarga de uso, ver Anexo A1. Tabla A1.37).

2. Cálculo de la altura de la losa alivianada ($h_{\text{aliv.}}$).

$L = 561 \text{ cm}$ (Luz libre de la vigueta más desfavorable).

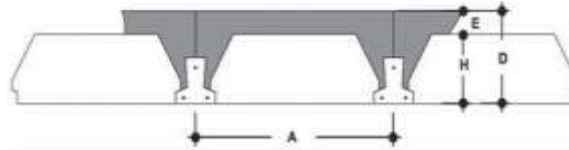
$e = 5 \text{ cm}$ (Profundidad de apoyo a la viga en cada extremo).

$L_v = 571 \text{ cm}$ (Longitud de la vigueta apoyada).

$$h_{\text{aliv.}} = \frac{L_v}{25} = \frac{571 \text{ cm}}{25} = 22,84 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

En la siguiente Tabla 3.5 se puede apreciar, la característica geométrica de la altura de la losa alivianada obtenida por cálculo.

Tabla 3. 5 Características geométricas de la losa alivianada.



| Eje de viguetas (A) | Tipo de EPS | Espesores | | | Peso Kg/m ² |
|---------------------|--------------|-----------|----|----|---------------------------|
| | | H | E | D | |
| cm | | cm | cm | cm | |
| 50 | PB 20/100/44 | 20 | 5 | 25 | 243 |

Fuente: Ficha técnica de viguetas (Empresa PRETENSA).

$$P_{\text{propio}} = 243 \text{ Kg/m}^2 = 2,43 \text{ KN/m}^2$$

3. Cálculo del momento flector máximo ($M_{f\text{max.}}$).

Datos:

$$P_{\text{Total}} = P_{\text{NE}} + P_{\text{SC}} + P_{\text{propio}} = 1,51 \text{ KN/m}^2 + 3 \text{ KN/m}^2 + 2,43 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{Total}} = 6,94 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{f\text{max.}} = \frac{P_{\text{Total}} \times L^2}{8} = \frac{6,94 \text{ KN/m}^2 \times (5,71 \text{ m})^2}{8} = 28,28 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} = 2.828,40 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

4. Comparación del $M_{f\text{max.}}$, con el momento admisible $M_{\text{adm.}}$ (para la elección del tipo de la vigueta, a utilizar).

Datos:

$$M_{f\text{max}} = 2.828,40 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{\text{adm.}} = 2.899 \text{ Kg} \cdot \text{m/m} ; \text{ Para una vigueta TIPO 7 (ver Tabla A1.22)}$$

$$M_{\text{adm.}} \geq M_{f\text{max.}}$$

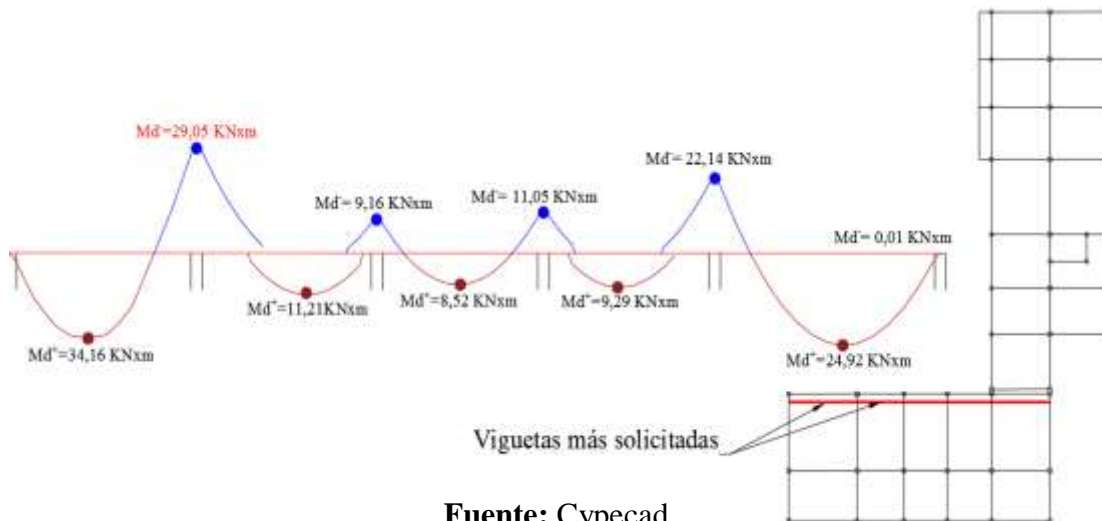
$$2.899 \text{ Kg} \cdot \text{m/m} \geq 2.828,40 \text{ Kg} \cdot \text{m/m} \text{ ¡CUMPLE!}$$

3.6.1.2.1 Armadura de refuerzo negativo de losas alivianadas

Se usará el diagrama rectangular (D-R), en el estado límite último (E.L.U.); para el cálculo de la armadura de refuerzo negativo.

1. El momento máximo de diseño “ M_d^- ” (para un metro de banda de ancho), será tomado del programa Cypecad.

Figura 3. 12 Momento de diseño "Md (-)", de la viga en E.L.U.



Fuente: Cypecad.

$$Md^- = 29,05 \text{ KNxm/m}$$

1.1. Cálculo del momento limite "Mlim".

Datos:

$$f_{ck} = 21.000 \text{ KN/m}^2 = 2,10 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 500.000 \text{ KN/m}^2 = 50 \text{ KN/cm}^2$$

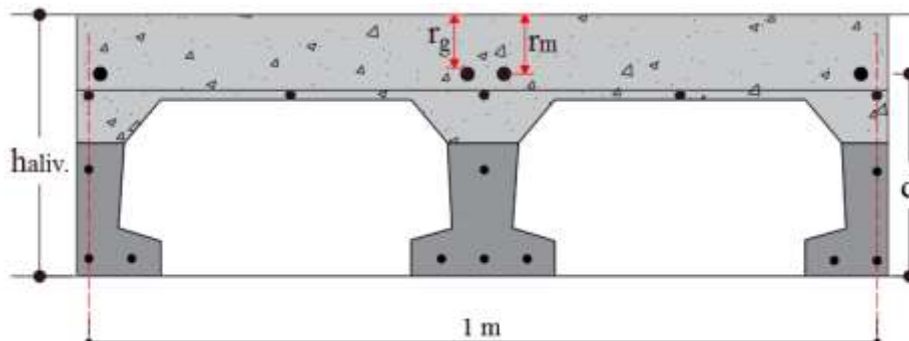
$$F_{cd} = 14.000 \text{ KN/m}^2 = 1,4 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_{yd} = 434.782,61 \text{ KN/m}^2 = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

$$b = 1,00 \text{ m (Para un metro de ancho de banda).}$$

Determinación del recubrimiento mecánico ($r_{mec.}$).

Figura 3. 13 Recubrimiento geométrico (r_g) y mecánico (r_m), en losas alivianadas.



Fuente: Elaboración propia.

El recubrimiento mínimo ($r_{\min.}$), para un tipo de ambiente “No agresivo”, según la norma boliviana CBH-87 (en su punto 12.5.3), es igual a:

$$r_{\min.} = 1,5 \text{ cm}$$

Según el nivel de control en que se ejecute la obra (Δr) (ver 2.5.2.7.1), el recubrimiento geométrico (r_g) será:

Datos:

Δr (nivel control de ejecución) = 10 mm

$$r_g = r_{\min.} + \Delta r = 1,5 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 2,5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el recubrimiento mecánico (r_m), es igual a:

$$\emptyset_{\text{longitudinal}} = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

$$r_{\text{mec.}} = r_g + \frac{\emptyset_{\text{longitudinal}}}{2} = 2,5 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2} = 3 \text{ cm}$$

Si: $h_{\text{aliv.}} = 25 \text{ cm}$

El canto útil será: $d = h_{\text{aliv.}} - r_m = 25 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 22 \text{ cm} = 0,22 \text{ m}$.

$$M_{\text{lim.}} = 0,252 \times b \times d^2 \times F_{cd} = 0,252 \times 1 \text{ m} \times (0,22 \text{ m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2 = 170,75 \text{ KNxm}$$

$M_d^- \leq M_{\text{lim.}} \rightarrow 29,05 \text{ KNxm} \leq 170,75 \text{ KNxm}$; **No necesita armadura de compresión!**

1.2. Cálculo de la altura del bloque compresiones (y).

$$y = dx \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d^-}{0,425 \times b \times d^2 \times F_{cd}}} \right]$$

$$y = 0,22 \text{ m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{29,05 \text{ KNxm}}{0,425 \times 1 \text{ m} \times (0,22 \text{ m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2}} \right] = 0,011 \text{ m} = 1,1 \text{ cm}$$

1.3. Determinación del área del acero (A_s), y el número de barras ($N^\circ b^\circ$) a colocar:

Datos:

$\emptyset_{10} = 10 \text{ mm}$.

Área (\emptyset_{10}) = $0,785 \text{ cm}^2$

$$A_s = \frac{0,85 \times b \times y \times F_{cd}}{F_{yd}} = \frac{0,85 \times 100 \text{ cm} \times 1,1 \text{ cm} \times 1,4 \text{ KN/cm}^2}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

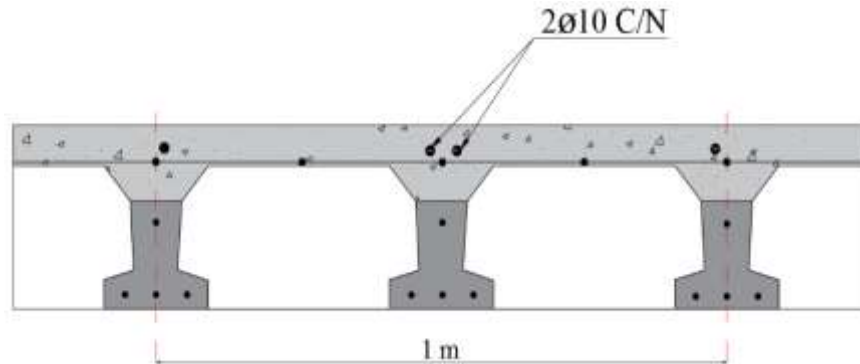
$$N^\circ b^\circ = \frac{A_s}{A_{\emptyset_{10}}} = \frac{3,01}{0,785} = 3,83 \text{ barras/m} \approx 4 \text{ barras/m}$$

Se dispondrá: 4 barras de $\emptyset 10$, verificando de esta armadura:

$$3,14 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 3,01 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Por lo tanto, se dispondrá una armadura por cada nervio C/N, de:

Figura 3. 14 Armadura negativa de refuerzo por C/N.



Fuente: Elaboración propia.

Para los nervios de viguetas, con un $Md^- < 10 \text{ KNxm/m}$, solo se requiere armadura mínima de refuerzo, que según la norma CBH-87 (punto: 9.9.10.4.3), nos recomienda que debe cumplir la siguiente condición.

Datos:

$h_o = 5 \text{ cm}$ (Espesor de la losa de hormigón en el centro de la pieza).

$f_{sd} = F_{yd} = 434,78 \text{ Mpa}$ (Resistencia de cálculo del acero AH-500-DN).

$$A_s \geq \frac{50 \times h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} = \frac{50 \times 5 \text{ cm}}{434,78 \text{ Mpa}} \geq \frac{200}{434,78 \text{ Mpa}} = 0,58 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del número de barras:

Datos:

$\phi = 6 \text{ mm}$

$A_{\phi 6} = 0,28 \text{ cm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 6}} = \frac{0,58}{0,28} = 2,07 \text{ barras/m} \approx 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{n\phi 6} = 3 \times 0,283 \text{ cm}^2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{n\phi 6} > A_s$$

$$0,85 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,58 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

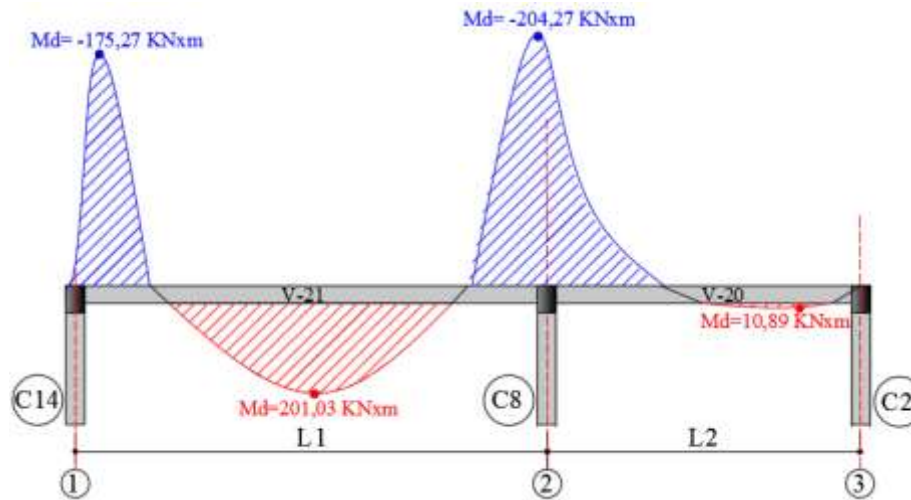
Constructivamente se colocarán: 4 barras de $\phi 6$ cada 25 cm en ambas direcciones.

3.7 Estructura de sustentación de la edificación

3.7.1 Diseño de vigas

Se realizará la verificación manual de la viga n° 21 (Forjado n° 2, planta baja), debido a que es la más solicitada.

Figura 3. 15 Diagrama de momentos de diseño M_d (+) y M_d (-), de la viga n°21.



Fuente: Elaboración propia

Datos:

$$M_d^+ = 201,03 \text{ KN/m}$$

$$f_{ck} = 21.000 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{d(C-14)}^- = 175,27 \text{ KN/m}$$

$$f_{yk} = 500.000 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{d(C-8)}^- = 204,27 \text{ KN/m}$$

$$F_{cd} = 14.000 \text{ KN/m}^2$$

$$L_1 = 6,00 \text{ m}$$

$$F_{yd} = 434.782,61 \text{ KN/m}^2$$

$$L_2 = 3,90 \text{ m}$$

Recubrimiento geométrico r_g :

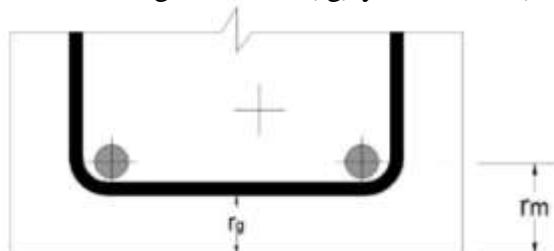
$$r_{\min.} = 1,5 \text{ cm (Grado de exposición "No severo", ver Tabla A1.16).}$$

$$\Delta r \text{ (nivel control de ejecución)} = 1 \text{ cm ("en el resto de los casos", ver 2.5.2.7.1)}$$

$$r_g = r_{\min} + \Delta r = 1,5\text{cm} + 1 \text{ cm} = 2,5 \text{ cm}$$

Recubrimiento mecánico r_m :

Figura 3. 16 Recubrimiento geométrico (r_g) y mecánico (r_m), en vigas.



Fuente: Elaboración propia.

Para el recubrimiento mecánico (r_m), se asumirá un diámetro de estribo de \varnothing_6 y un diámetro longitudinal de \varnothing_{12} , por lo tanto:

$$r_m = r_g + \emptyset_{\text{estribo}} + \frac{\emptyset_{\text{longitudinal}}}{2} = 2,5\text{cm} + 0,6\text{cm} + \frac{1,2\text{cm}}{2} = 3,7\text{cm}$$

3.7.1.1 Predimensionamiento de la viga

Base se la viga (bw)

bw = 25 cm (Pilares de pórticos de edificaciones, ver el comentario 9.2 de la CBH-87)

Canto total (h) y canto útil mínimo (d_{min.}) para secciones rectangulares

El canto útil mínimo (d_{min.}) de la viga, se determina con la siguiente formula:

$$d_{\text{min.}} = Kx \sqrt{\frac{M_{\text{max}}}{b_w \times F_{cd}}} \quad ; \quad K = 1/\sqrt{\mu_{\text{lim}}}$$

Donde:

$\mu_{\text{lim}} = 0,3717$ (Momento reducido de cálculo límite, para aceros AH-500 DN).

$$K = 1/\sqrt{0,3717} = 1,64$$

$$d_{\text{min.}} = 1,64x \sqrt{\frac{204,27 \text{ KNxm}}{0,25 \text{ m} \times 14.000 \text{ KN/m}^2}} = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

El canto total (h) de la sección, tomando múltiplos de 5 al inmediato superior será:

$$h = d_{\text{min.}} + r_m = 40 \text{ cm} + 3,7 \text{ cm} = 43,7\text{cm} \approx 45 \text{ cm}$$

El nuevo canto útil (d) será; $d = h - r_m = 45 \text{ cm} - 3,7 \text{ cm} = 41,3 \text{ cm} = 0,41 \text{ m}$

3.7.1.2 Determinación de la armadura longitudinal positiva

1. Determinación del momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d^+}{b_w \times d^2 \times F_{cd}} = \frac{201,03 \text{ KN/m}}{0,25\text{m} \times (0,41\text{m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2} = 0,3417$$

$\mu_d \leq \mu_{\text{lim}} = 0,3417 \leq 0,3717$; **No necesita armadura de compresión (A's)!**

La cuantía mecánica (ω_m) según la tabla universal, para flexión simple y compuesta (ver la Tabla A1.24) será:

$$\omega_m = 0,4421 \quad \text{DOMINIO N}^\circ 3$$

2. El área de acero de la armadura de tracción (As):

$$A_s = \frac{\omega_m \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} = \frac{0,4421 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 25\text{cm} \times 41,3\text{cm}}{43,48\text{KN/cm}^2} = 14,70 \text{ cm}^2$$

3. Para evitar la rotura frágil, la norma CBH-87, proporciona la siguiente armadura:

$$A_s \geq \frac{0,04 \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} = \frac{0,04 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 25\text{cm} \times 41,3\text{cm}}{43,48\text{KN/cm}^2} = 1,33 \text{ cm}^2$$

4. Para evitar las fisuras por retracción y temperatura, la norma CBH-87, fija:

$$w_{\min} = 2,8 \text{ ‰} \quad (\text{Para aceros AH} - 500 \text{ DN, elemento viga, ver Tabla A1.14}).$$

$$A_{g\min} = w_{\min} \times b \times h = 0,0028 \times 25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} = 3,15 \text{ cm}^2$$

El área de acero de diseño, será el mayor de los cálculos previos; $A_d = 14,70 \text{ cm}^2$

5. Determinación del diámetro (\emptyset) y el número de barras ($N^\circ b$), a disponer.

Datos:

$$U_s = A_d \times F_{yd} = 14,70 \text{ cm}^2 \times 43,48 \text{ KN/cm}^2 = 639,15 \text{ KN}$$

Según la Tabla A1.24, se utilizará $3\emptyset 25$, para la armadura longitudinal, por lo tanto:

$$A_{\emptyset 25} = 4,909 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 3 \times A_{\emptyset 25} = 14,73 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$A_r \geq A_d$$

$$14,73 \text{ cm}^2 \geq 14,70 \text{ cm}^2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

La separación “s” entre superficie lateral de una barra a la otra, será mayor a 2 cm o el diámetro del mayor (según el punto 12.5.2 del código CBH-87), por lo tanto, la separación horizontal será:

Datos:

$$N^\circ b_{\text{longitud.}} = 3$$

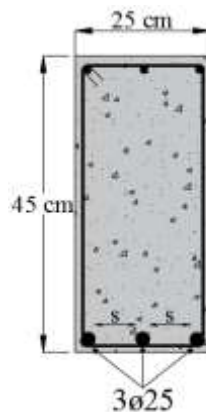
$$\emptyset_{(25)} = 2,5 \text{ cm}$$

$$s = \frac{bw - 2x r_m - (N^\circ b_{\text{longitud.}} - 1) \times \emptyset_{\text{longi.}}}{(N^\circ b_{\text{longitud.}} - 1)}$$

$$s = \frac{25 \text{ cm} - 2 \times 3,7 \text{ cm} - (3 - 1) \times 2,5 \text{ cm}}{(3 - 1)} = 6,30 \text{ cm. adoptamos; } 6,00 \text{ cm}$$

USAR: $3\emptyset 25$ S/6,00 cm

Figura 3. 17 Disposición de la armadura longitudinal (+).



Fuente: Elaboración propia.

3.7.1.2.1 Determinación de la armadura negativa para la columna N°14.

1. Determinación del momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{Md^-}{b_w \times d^2 \times F_{cd}} = \frac{175,27 \text{ KN/m}}{0,25\text{m} \times (0,41\text{m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2} = 0,2979$$

$$\mu_d \leq u_{lim} = 0,2979 \leq 0,3717 \quad ; \text{No necesita armadura de compresión (A's)!}$$

La cuantía mecánica (ω_m) según la tabla universal, para flexión simple y compuesta según la Tabla A1.24 será:

$$\omega_m = 0,3672 \quad \text{DOMINIO N°3}$$

2. El área de acero de la armadura de tracción (A_s):

$$A_s = \frac{\omega_m \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} = \frac{0,3672 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 25\text{cm} \times 41,3\text{cm}}{43,48\text{KN/cm}^2} = 12,21\text{cm}^2$$

3. Para evitar la rotura frágil, la norma CBH-87, proporciona la siguiente armadura:

$$A_s \geq \frac{0,04 \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} = \frac{0,04 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 25\text{cm} \times 41,3\text{cm}}{43,48\text{KN/cm}^2} = 1,33 \text{ cm}^2$$

4. Para evitar las fisuras por retracción y temperatura, la norma CBH-87, fija:

$$w_{min} = 2,8 \text{ ‰} \quad (\text{Para aceros AH - 500 DN, elemento viga, ver Tabla A1.14}).$$

$$A_{gmin} = w_{min} \times b_w \times h = 0,0028 \times 25\text{cm} \times 45\text{cm} = 3,15 \text{ cm}^2$$

El área de acero de diseño, será el mayor de los cálculos previos; $A_d = 12,21 \text{ cm}^2$

5. Determinación del diámetro (\emptyset) y el número de barras ($N^{\circ}b$), a disponer.

Datos:

$$U_s = A_d \times F_{yd} = 12,21 \text{ cm}^2 \times 43,48 \text{ KN/cm}^2 = 530,89 \text{ KN}$$

Según la Tabla A1.25, se utilizará 4 \emptyset 20, para la armadura longitudinal, por lo tanto:

$$A_{\emptyset 20} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4 \times A_{\emptyset 20} = 12,56 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$A_r \geq A_d$$

$$12,56 \text{ cm}^2 \geq 12,21 \text{ cm}^2 \quad ; \text{CUMPLE!}$$

La separación “s” entre superficie lateral de una barra a la otra, será mayor a 2 cm o el diámetro del mayor (según el punto 12.5.2 del código CBH-87), por lo tanto, la separación horizontal será:

Datos:

$$N^{\circ}b_{longitud.} = 4$$

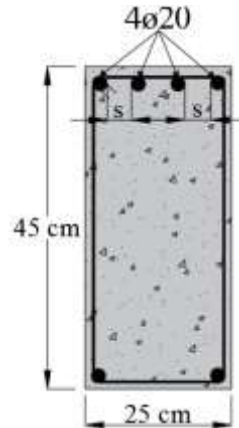
$$\emptyset_{(20)} = 2 \text{ cm}$$

$$s = \frac{b_w - 2x r_m - (N^{\circ}b_{longitud.} - 1) \times \emptyset_{longi.}}{(N^{\circ}b_{longitud.} - 1)}$$

$$s = \frac{25\text{cm} - 2 \times 3,7\text{cm} - (4 - 1) \times 2 \text{ cm}}{(4 - 1)} = 3,86\text{cm. adoptamos; } 3,50\text{cm}$$

USAR: 4Ø20 S/3, 50 cm

Figura 3. 18 Disposición de la armadura longitudinal (-) “C14”.



Fuente: Elaboración propia

3.7.1.2.2 Determinación de la armadura negativa para la columna N° 8.

1. Determinación del momento reducido de cálculo (μd):

$$\mu d = \frac{M d^-}{b_w \times d^2 \times F_{cd}} = \frac{204,27 \text{ KN/m}}{0,25\text{m} \times (0,41\text{m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2} = 0,3472$$

$\mu d \leq u_{lim} = 0,3472 \leq 0,3717$; **No necesita armadura de compresión (A's)!**

La cuantía mecánica (ω_m) según la tabla universal, para flexión simple y compuesta Tabla A1.24, será:

$$\omega_m = 0,4506 \quad \text{DOMINIO N}^\circ 3$$

2. El área de acero de la armadura de tracción (A_s):

$$A_s = \frac{\omega_m \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} = \frac{0,4506 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 25\text{cm} \times 41,3\text{cm}}{43,48\text{KN/cm}^2} = 14,98 \text{ cm}^2$$

3. Para evitar la rotura frágil, la norma CBH-87, proporciona la siguiente armadura:

$$A_s \geq \frac{0,04 \times F_{cd} \times b_w \times d}{F_{yd}} = \frac{0,04 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 25\text{cm} \times 41,3\text{cm}}{43,48\text{KN/cm}^2} = 1,33\text{cm}^2$$

4. Para evitar las fisuras por retracción y temperatura, la norma CBH-87, fija:

$w_{min} = 2,8 \text{ ‰}$ (Para aceros AH – 500 DN, elemento viga, ver Tabla A1.14).

$$A_{gmin} = w_{min} \times b_w \times h = 0,0028 \times 25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} = 3,15 \text{ cm}^2$$

El área de acero de diseño, será el mayor de los cálculos previos; $A_d = 14,98 \text{ cm}^2$

5. Determinación del diámetro (\emptyset) y el número de barras ($N^\circ b$), a disponer.

$$U_s = A_d \times F_{yd} = 14,98 \text{ cm}^2 \times 43,48 \text{ KN/cm}^2 = 651,33 \text{ KN}$$

Según la Tabla A1.25, se utilizará 3Ø25, para armadura longitudinal, y como armadura de refuerzo 2Ø10, por lo tanto:

$$A_{\phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 25} = 4,909 \text{ cm}^2$$

$$Ar_{\phi 10} = 2 \times A_{\phi 10} = 2 \times 0,785 \text{ cm} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$Ar_{\phi 25} = 3 \times A_{\phi 25} = 3 \times 4,909 \text{ cm} = 14,73 \text{ cm}^2$$

Verificación

$$Ar \geq A_d$$

$$16,30 \text{ cm}^2 \geq 14,98 \text{ cm}^2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

La separación “s” entre superficie lateral de una barra a la otra, será mayor a 2 cm o el diámetro del mayor (según el punto 12.5.2 del código CBH-87), por lo tanto, la separación horizontal será:

$$N^{\circ}b_{\text{longitud.}} = 3$$

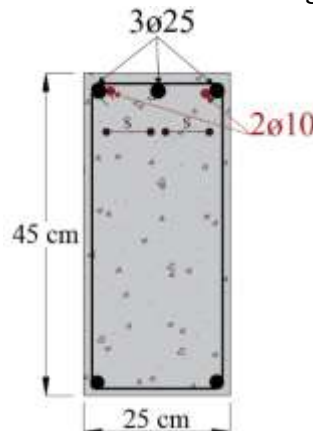
$$\phi_{(25)} = 2,5 \text{ cm}$$

$$s = \frac{bw - 2xr_m - (N^{\circ}b_{\text{longitud.}} - 1) \times \phi_{\text{longi.}}}{(N^{\circ}b_{\text{longitud.}} - 1)}$$

$$s = \frac{25 \text{ cm} - 2 \times 3,7 \text{ cm} - (3 - 1) \times 2,5 \text{ cm}}{(3 - 1)} = 6,30 \text{ cm. adoptamos; 6 cm}$$

USAR: 3Ø25 S/6,0 cm

Figura 3. 19 Disposición de la armadura longitudinal (-) “C8”.



Fuente: Elaboración propia.

3.7.1.3 Cálculo de la armadura transversal

El libro de Hormigón Armado del profesor Jiménez Montoya (en su capítulo n°21, punto 21.6.3), nos dice: “No debe tomarse valores mayores de $F_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$, pues el trabajo a tensiones superiores conllevaría a deformaciones; que podrían causar una figuración excesiva”. Bajo esta limitación la armadura transversal, tendrá una resistencia de cálculo de: $F_{yd} = 400 \text{ N/mm}^2$, al trabajar con acero de resistencia característica $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

Datos:

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 = 500.000 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{yd} = 400.000 \text{ KN/m}^2 = 40 \text{ KN/cm}^2$$

1. A medida que el cortante de cálculo va acercándose al centro de la viga, el cortante de diseño disminuye, por lo tanto; en esta zona solo se dispondrá de armadura mínima. El diámetro del estribo, será controlado según el código CBH-87 (comentario 8.1.7.2).

- Como en el centro de la viga se dispone barras de 25 mm, el diámetro del estribo será:
 $\varnothing 8 = 8 \text{ mm} = 0,8 \text{ cm}$

$$A_{\varnothing 8} = 0,503 \text{ cm}^2$$

- El estribo a disponer es cerrado por lo tanto consta de dos piernas, el área total es:

$$A_{\text{min.}(\varnothing 8)} = 1,01 \text{ cm}^2$$

La separación entre estribos "S", deducida de la ecuación; de la armadura mínima necesaria ($A_{s\text{min}}$).

$$S = \frac{A_{s\text{min}(\varnothing 8)} \times F_{yd}}{0,02 \times b_w \times F_{cd}} = \frac{1,01 \text{ cm}^2 \times 40 \text{ KN/cm}^2}{0,02 \times 25 \text{ cm} \times 1,4 \text{ KN/cm}^2} = 57,71 \text{ cm}$$

Debe de cumplir la separación mínima, según el código CBH-87 (punto 8.2.3.3).

$$S \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,85 \times d = 0,85 \times 50,3 \text{ cm} = 42,76 \text{ cm} \\ 3 \times b_w = 3 \times 25 \text{ cm} = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

Al no cumplir con la separación mínima (S), se tomará una separación constructiva (S_c):

$$S_c = \frac{d}{2} = \frac{41,3 \text{ cm}}{2} = 20,65 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

El cortante que soporta la armadura mínima (V_{su}), será:

$$V_{su} = \frac{0,9 \times d \times F_{yd} \times A_{s\text{min}(\varnothing 8)}}{S_c} = \frac{0,9 \times 41,3 \text{ cm} \times 40 \text{ KN/cm}^2 \times 1,01 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} = 75,08 \text{ KN}$$

La contribución a cortante del hormigón (V_{cu}) será:

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{413 \text{ mm}}} = 1,69$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{14,73 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \times 41,3 \text{ cm}} = 0,014$$

$$f_{cv} = \frac{0,15}{\gamma_c} \times \varepsilon \times (100 \times \rho_t \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,15}{1,5} \times 1,69 \times (100 \times 0,014 \times 21 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{3}} = 0,52 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} x b_w x d = 0,52 \text{ N/mm}^2 x 250 \text{ mm} x 413 \text{ mm} = 53690 \text{ N} = 53,69 \text{ KN}$$

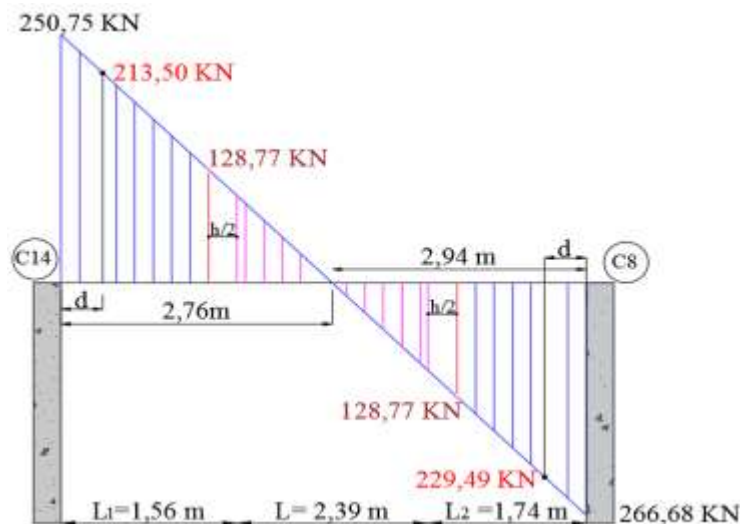
$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} = 53,69 \text{ KN} + 75,08 \text{ KN} = 128,77 \text{ KN}$$

La norma boliviana CBH-87 (en su comentario 8.2.3.3), recomienda prolongar en ambos extremos la colocación de estribos; a una distancia de medio canto, más halla en que teóricamente dejen de ser necesarios. Por lo tanto, se dispondrá una armadura mínima en el centro del vano a una distancia: $L = 2,39 \text{ m}$ (ver Figura 3.20).

$$\text{N}^\circ \text{estribos} = \frac{L}{S_{\text{min.}}} = \frac{239 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 11,95 \approx 12 \text{ estribos}$$

USAR: 12 estribos $\varnothing 8 \text{ S}/20 \text{ cm}$

Figura 3. 20 Longitudes de distribución de la armadura transversal.



Fuente: Elaboración propia

2. Determinación de la armadura transversal de la columna N° 14

Se siguió el flujograma del apartado 2.7.1.3 para determinar la armadura transversal.

$$V_{rd}(C14) \leq V_{cu} \Rightarrow 213,50 \text{ KN} \leq 53,69 \text{ KN} \quad \text{¡NO CUMPLE!}$$

El cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma (V_{u1}), será:

$$V_{u1} = 0,30 x F_{cd} x b_w x d = 0,30 x 1,4 \text{ KN/cm}^2 x 25 \text{ cm} x 41,3 \text{ cm} = 433,65 \text{ KN}$$

$$\text{Por lo tanto:} \quad V_{cu} \leq V_{rd}(C14) \leq V_{u1}$$

$$53,65 \text{ KN} \leq 213,50 \text{ KN} \leq 433,65 \text{ KN} \quad \text{¡SI CUMPLE!}$$

Se determina el cortante resistido por la armadura (V_{su}).

$$\text{Si: } V_{rd}(C14) = V_{u2} \Rightarrow V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 213,50 \text{ KN} - 53,69 \text{ KN} = 159,81 \text{ KN}$$

Se dispondrá armadura transversal de Ø8 mm, debido a que se obtiene separaciones (St) constructivas, colocando dos estribos juntos.

$$A_{\emptyset 8} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Como el estribo es cerrado, consta de dos piernas; por lo tanto, el área total será:

$$A_{t(\emptyset 8)} = 4 \times A_{\emptyset 8} = 4 \times 0,503 \text{ cm}^2 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{0,9 \times d \times F_{yd} \times A_{t(\emptyset 8)}}{V_{su}} = \frac{0,9 \times 41,3 \text{ cm} \times 40 \text{ KN/cm}^2 \times 2,01 \text{ cm}^2}{159,81 \text{ KN}} = 18,70 \text{ cm}$$

Por razones constructivas, se dispondrá una separación de estribos; $S_c = 15 \text{ cm}$

El número total de estribos para una longitud: $L_1 = 1,56 \text{ m} = 156 \text{ cm}$

$$N^{\circ}_{\text{estribos}} = \frac{L_1}{S_c} = 10,4 \approx 11 \text{ estribos; USAR } 11 \times 2 \times \emptyset 8 \text{ S/15cm}$$

3. Determinación de la armadura transversal de la columna N° 8

Se siguió el flujograma del apartado 2.7.1.3 para determinar la armadura transversal.

$$V_{rd}(C8) \leq V_{cu} \Rightarrow 229,49 \text{ KN} \leq 53,69 \text{ KN} \quad ; \text{ NO CUMPLE!}$$

El cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma (V_{u1}), será:

$$V_{u1} = 0,30 \times F_{cd} \times b_w \times d = 0,30 \times 1,4 \text{ KN/cm}^2 \times 25 \text{ cm} \times 41,3 \text{ cm} = 433,65 \text{ KN}$$

Por lo tanto:
$$V_{cu} \leq V_{rd}(C8) \leq V_{u1}$$

$$53,69 \text{ KN} \leq 229,49 \text{ KN} \leq 433,65 \text{ KN} \quad ; \text{ SI CUMPLE!}$$

Se determina el cortante resistido por la armadura (V_{su}).

$$\text{Si: } V_{rd}(C8) = V_{u2} \Rightarrow V_{su} = V_{u2} - V_{cu} = 229,49 \text{ KN} - 53,69 \text{ KN} = 175,8 \text{ KN}$$

Se dispondrá armadura transversal Ø8 mm, debido a que se obtiene separaciones (St) constructivas, colocando dos estribos juntos.

$$A_{\emptyset 8} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Como el estribo es cerrado, consta de dos piernas por lo tanto el área total será:

$$A_{t(\emptyset 8)} = 4 \times A_{\emptyset 8} = 4 \times 0,503 \text{ cm}^2 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{0,9 \times d \times F_{yd} \times A_{t(\emptyset 8)}}{V_{su}} = \frac{0,9 \times 41,3 \text{ cm} \times 40 \text{ KN/cm}^2 \times 2,01 \text{ cm}^2}{175,8 \text{ KN}} = 17 \text{ cm}$$

Por razones constructivas se dispondrá una separación de estribos; $S_c = 15 \text{ cm}$

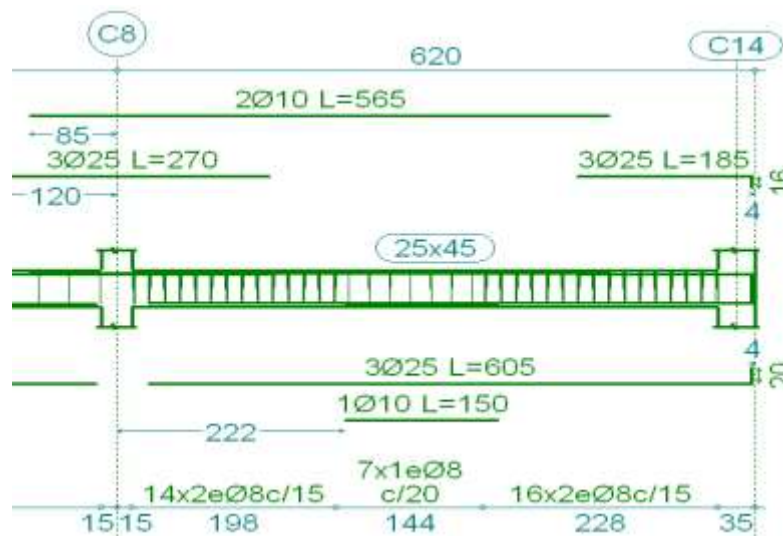
El número total de estribos, para una longitud: $L_2 = 1,74 \text{ m} = 174 \text{ cm}$

$$N^{\circ}_{\text{estribos}} = \frac{L_2}{S_c} = 11,6 \approx 12 \text{ estribos; USAR } 12 \times 2 \times \emptyset 8 \text{ S/15cm}$$

Tabla 3. 6 Resumen de armadura longitudinal y transversal de la viga n°21.

| ARMADURA LONGITUDINAL | | | | |
|----------------------------------|--------------------|--|---------------------------|--|
| Posición | Cálculo manual. | "As" del cálculo manual (cm ²) | Cálculo programa Cypecad. | "As" de calculo del cypecad (cm ²) |
| Md ⁺ | 3Ø25 | 14,73 | 3Ø25 | 15,51 |
| | | | Refuerzo: 1Ø10 | |
| Md _(C14) ⁻ | 4Ø20 | 12,57 | 3Ø25 | 14,73 |
| Md _(C8) ⁻ | 3Ø25 | 16,30 | 3Ø25 | 16,30 |
| | Refuerzo: 2Ø10 | | Refuerzo: 2Ø10 | |
| ARMADURA TRANSVERSAL | | | | |
| Posición | Cálculo manual | "As" del cálculo manual (cm ²) | Cálculo programa Cypecad | "As" de calculo del cypecad (cm ²) |
| Tramo centro | 12Ø8 c/20 cm | 6,04 | 7Ø8 c/20cm | 3,52 |
| Tramo (C14) | 11x 2 x Ø8 c/15 cm | 11,07 | 16x 2 estribos Ø8 c/15 cm | 16,10 |
| Tramo (C8) | 12x 2 x Ø8 c/15 cm | 12,07 | 14x 2 estribos Ø8 c/15 cm | 14,08 |

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3. 21 Montaje de armadura longitudinal y transversal de la viga n°21.

Fuente: Cypecad.

3.7.2 Diseño de columnas

Se realizará el cálculo manual de la columna n°8, situada entre; la viga de cimentación y la planta baja. Debido a que es la columna más solicitada, los datos de los esfuerzos "Nd, Mxd, Myd" se obtendrán del programa Cypecad.

3.7.2.1 Clasificación de pórticos traslacionales o intraslacionales

$$h_{\text{total}} < 2xL_{\text{total}}$$

Datos: $9,60 < 20,40$ ¡PORTICO INTRASLACIONAL!

$h_{(total)} = 9,6$ m

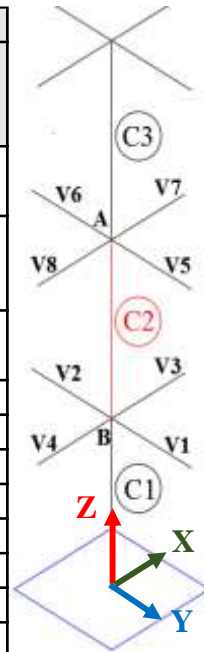
$L_{(corta)} = 10,2$ m

$2 \times L_{(corta)} = 2 \times 10,2 \text{ m} = 20,40$ m

x3.7.2.2 Determinación de la longitud de pandeo (ℓ_o)

Tabla 3. 7 Inercia de la columna analizada y vigas de encadenado.

| DATOS | | | | | |
|----------------------|----------------------------|--------------------|---------|-------------------------|-------------------------|
| Elemento | Longitud entre ejes L (cm) | bx (cm) | hy (cm) | Ixcg (cm ⁴) | Iycg (cm ⁴) |
| Columna Sup. C3 | 325 | 30 | 30 | 67.500 | 67.500 |
| Columna Analizada C2 | 325 | 30 | 30 | 67.500 | 67.500 |
| Columna Inf. C1 | 150 | 30 | 30 | 67.500 | 67.500 |
| Viga (V1) | 390 | 25 | 40 | 133.333,33 | 52.083,33 |
| Viga (V2) | 602 | 25 | 40 | 133.333,33 | 52.083,33 |
| Viga (V3) | 400 | 25 | 40 | 133.333,33 | 52.083,33 |
| Viga (V4) | 586 | 25 | 40 | 133.333,33 | 52.083,33 |
| Viga (V5) | 390 | 25 | 45 | 189.843,8 | 58.593,75 |
| Viga (V6) | 602 | 25 | 45 | 189.843,8 | 58.593,75 |
| Viga (V7) | 400 | 25 | 40 | 133.333,33 | 52.083,33 |
| Viga (V8) | 586 | 25 | 40 | 133.333,33 | 52.083,33 |
| E | 2.749,55 | KN/cm ² | | | |



Fuente: Elaboración propia

Los coeficiente de pandeo ($\alpha_{(xz)}$, $\alpha_{(yz)}$), serán determinados según el nomograma de Jackson y Moreland (ver Tabla 3.22), para pórticos intraslacionales.

Análisis en el plano (XZ)

$$\psi_A = \frac{\left[\frac{I_{x(c2)}}{L_{c2}} + \frac{I_{x(c3)}}{L_{c3}} \right]_{columnas}}{\left[\frac{I_{x(v8)}}{L_{v8}} + \frac{I_{x(v7)}}{L_{v7}} \right]_{vigas}} ; \quad \psi_B = \frac{\left[\frac{I_{x(c2)}}{L_{c2}} + \frac{I_{x(c1)}}{L_{c1}} \right]_{columnas}}{\left[\frac{I_{x(v4)}}{L_{v4}} + \frac{I_{x(v3)}}{L_{v3}} \right]_{vigas}}$$

$$\psi_A = \frac{\left(\frac{67.500}{325} + \frac{67.500}{325} \right)}{\left(\frac{133.333,33}{586} + \frac{133.333,33}{400} \right)} = 0,74$$

$$\psi_B = \frac{\left(\frac{67.500}{325} + \frac{67.500}{150} \right)}{\left(\frac{133.333,33}{586} + \frac{133.333,33}{400} \right)} = 1,17$$

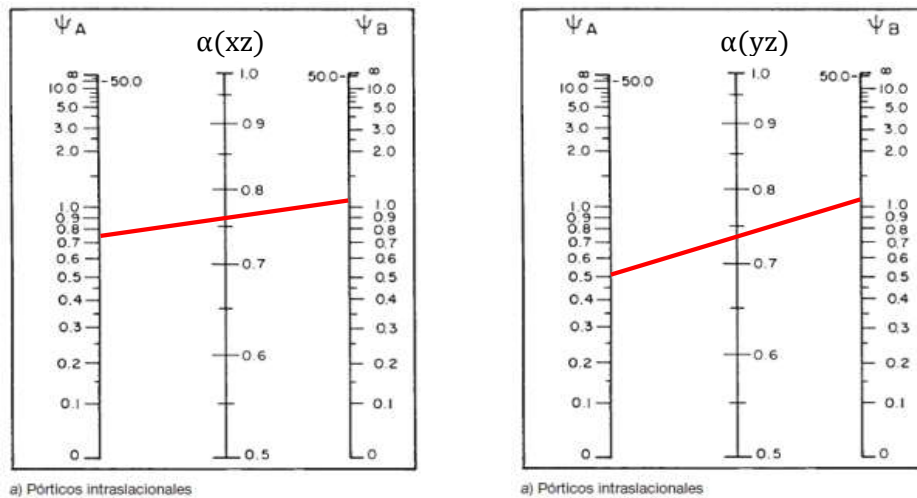
Análisis en el plano (YZ)

$$\psi_A = \frac{\left[\frac{I_{y(c2)}}{L_{c2}} + \frac{I_{y(c3)}}{L_{c3}} \right]_{columnas}}{\left[\frac{I_{x(v6)}}{L_{v6}} + \frac{I_{x(v5)}}{L_{v5}} \right]_{vigas}} ; \quad \psi_B = \frac{\left[\frac{I_{y(c2)}}{L_{c2}} + \frac{I_{y(c1)}}{L_{c1}} \right]_{columnas}}{\left[\frac{I_{x(v2)}}{L_{v2}} + \frac{I_{x(v1)}}{L_{v1}} \right]_{vigas}}$$

$$\psi_A = \frac{\left(\frac{67.500}{325} + \frac{67.500}{325} \right)}{\left(\frac{189.843,8}{602} + \frac{189.843,8}{390} \right)} = 0,52$$

$$\psi_B = \frac{\left(\frac{67.500}{325} + \frac{67.500}{150} \right)}{\left(\frac{133.333,33}{602} + \frac{133.333,33}{390} \right)} = 1,17$$

Figura 3. 22 Nomograma de Jackson y Moreland, pórticos intraslacionales (α)



Fuente: Norma Boliviana CBH-87

$$\alpha_{(xz)} = 0,76 \quad \alpha_{(yz)} = 0,74$$

La longitud de pandeo en cada plano ($\ell_{(xz)}$) y ($\ell_{(yz)}$):

$$\ell_{(xz)} = (\alpha_{(xz)}) \times L = 0,76 \times 325 \text{ cm} = 247 \text{ cm}$$

$$\ell_{(yz)} = (\alpha_{(yz)}) \times L = 0,74 \times 325 \text{ cm} = 240,50 \text{ cm}$$

3.7.2.3 Clasificación de la columna, determinación de la esbeltez: λ_g ; λ_m

Análisis en el plano (XZ)

$$A = b \times h = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_{m(x)} = \frac{\ell_{(xz)}}{\sqrt{I_x}} = 28,52 < 35 ; \quad \lambda_{g(x)} = \frac{\ell_x}{b} = 8,23 < 10 \text{ COLUMNA CORTA}$$

Análisis en el plano YZ

$$\lambda_{m(y)} = \frac{\ell_{(yz)}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = 27,77 < 35 \quad ; \quad \lambda_{g(y)} = \frac{\ell_y}{h} = 8,02 < 10 \quad \text{COLUMNA CORTA}$$

La norma boliviana CBH-87 (en el punto 8.3.1.1), clasifica como columnas cortas, sí: $\lambda_m < 35$, evitando de esta manera los efectos de segundo orden, no comprobando el pandeo.

3.7.2.4 Determinación de la armadura longitudinal (As)

1. Datos de cálculo.

$$\begin{aligned} N_d &= 937,6 \text{ KN} & F_{cd} &= 0,9 \times \frac{f_{ck}}{1,5} = 12.600 \text{ KN/m}^2 \\ M_{xd} &= 5 \text{ KNxm} & f_{yk} &= 500.000 \text{ KN/m}^2 \\ M_{yd} &= 47,5 \text{ KNxm} & F_{yd} &\leq 400 \text{ Mpa} = 400.000 \text{ KN/m}^2 \\ f_{ck} &= 21.000 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Determinación de la capacidad mecánica del hormigón (U_c).

$$U_c = F_{cd} \times b \times h = 12.600 \text{ KN/m}^2 \times 0,30 \text{ cm} \times 0,30 \text{ cm} = 1.134 \text{ KN}$$

3. Determinación de la excentricidad primer orden “ e_o ” (no se la considera sí; $e_o < e_c$)

$$e_{ox} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{5 \text{ KNxm} \times 100}{937,6 \text{ KN}} = 0,53 \text{ cm} \quad ; \quad e_{oy} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{47,5 \text{ KNxm} \times 100}{937,6 \text{ KN}} = 5,07 \text{ cm}$$

4. Determinación de la excentricidad constructiva “ e_c ”, y la excentricidad total “ e_t ”

$$\begin{aligned} e_{cx} &= \frac{h}{20} = 1,5 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm} \longrightarrow e_{tx} = e_{cx} = 2 \text{ cm} \\ e_{cy} &= \frac{b}{20} = 1,5 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm} \longrightarrow e_{ty} = e_{cy} + e_{oy} = 7,07 \text{ cm} \end{aligned}$$

5. Cálculo de las solicitaciones corregidas (M_{dxc} , M_{dyc}), y los esfuerzos reducidos de cálculo (v , u_x , u_y):

$$M_{dxc} = N_d \times e_{tx} = 937,6 \text{ KN} \times 0,02 \text{ m} = 18,75 \text{ KNxm}$$

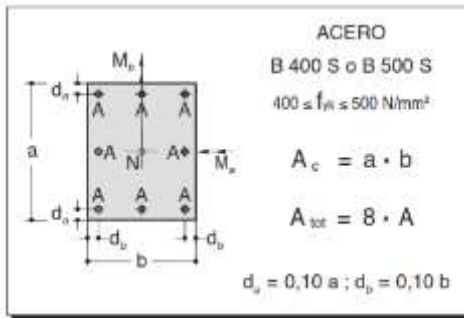
$$M_{dyc} = N_d \times e_{ty} = 937,6 \text{ KN} \times 0,071 \text{ m} = 66,57 \text{ KNxm}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = 0,83 \quad ; \quad u_x = \frac{M_{dxc}}{U_c \times h} = \frac{18,75 \text{ KNxm}}{1.134 \text{ KN} \times 0,30 \text{ m}} = 0,055 \quad ; \quad u_y = \frac{M_{dyc}}{U_c \times b} = \frac{66,57 \text{ KNxm}}{1.134 \text{ KN} \times 0,30 \text{ m}} = 0,19$$

6. Definidos: v , u_x , u_y , se ingresa al ábaco de rosca esviada, para secciones rectangulares; armadas simétricamente, ver la Tabla A1.1.

Datos:

$$u_1 = 0,19 \quad ; \quad u_2 = 0,055 \quad ; \quad v = 0,83$$

Figura 3. 23 Sección de columna, con armadura (A_s) simétrica.

Fuente: Hormigón Armado. Jiménez Montoya (15va. edición)

7. Se determina la armadura necesaria " A_n ", con la cuantía mecánica " ω_c ":

$$v = 1 \longrightarrow \omega_1 = 0,62$$

$$v = 0,83 \longrightarrow \omega_c = 0,51 \text{ (Interpolado)} \quad ; \quad A_n = \frac{(\omega_c) x b x h x F_{cd}}{F_{yd}}$$

$$v = 0,8 \longrightarrow \omega_2 = 0,49$$

$$A_n = \frac{0,51 \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} \times 1,26 \text{ KN/cm}^2}{40 \text{ KN/cm}^2} = 14,46 \text{ cm}^2$$

8. Se debe comparar el " A_n ", con el área del acero mínimo geométrico ($A_{gmin.}$).

Datos:

$$w_{min} = 5 \text{ ‰} \quad (\text{Para aceros AH - 500 DN, elemento columna, ver Tabla A1.14}).$$

$$A_{gmin.} = w_{min} x b x h = 0,005 x 30 \text{ cm} x 30 \text{ cm} = 4,5 \text{ cm}^2$$

9. También, se debe verificar la armadura mínima mecánica (A_m) en toda la sección, recomendado por la Norma Boliviana CBH-87 (en su punto 8.1.7.2).

$$A_m x F_{yd} \geq 0,10 x N_d \longrightarrow A_m \geq \frac{0,10 x N_d}{F_{yd}} = \frac{0,10 x 937,6 \text{ KN}}{40 \text{ KN/cm}^2} = 2,34 \text{ cm}^2$$

La armadura de diseño, será el mayor de los tres valores calculados.

$$A_d = 14,46 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área mínima a disponer de cada barra : $A_{\emptyset} = \frac{A_d}{8} = 1,82 \text{ cm}^2$

Se dispondrá los siguientes diámetros de acero, en toda la sección transversal (A_t):

Datos:

$$N^{\circ} b_{\emptyset 16} = 8$$

$$A_{\emptyset 16} = 2,01 \text{ cm}^2$$

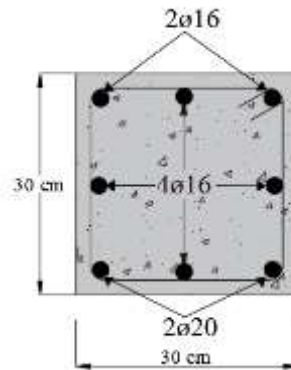
Verificación

$$A_t \geq A_d$$

$$16,08 \text{ cm}^2 \geq 14,46 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

USAR : **8Ø16**

Figura 3. 24 Disposición de armadura en la columna n°8.



Fuente: Elaboración propia.

3.7.2.5 Determinación de la armadura transversal (A_e)

La norma CBH-87 menciona (en el punto 8.1.7.2): “El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras principales o longitudinales comprimidas”.

$$\varnothing_{\max} = 20 \text{ mm} \longrightarrow \varnothing_e \geq \frac{\varnothing_{\max}}{4} = \frac{20 \text{ mm}}{4} = 5 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \text{¡NO CUMPLE!}$$

Por lo tanto, se usará estribos de: 6 mm

La separación "S", entre estribos, no debe ser inferior, de las tres siguientes relaciones:

$$\varnothing_{\text{mínimo}} = 1,2 \text{ cm} \quad S \leq \begin{cases} 12 \varnothing_{\text{long. (mínimo)}} = 12 \times 1,2 \text{ cm} = 14,4 \text{ cm} \\ b_w = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto, se usará un espaciamiento con múltiplos de 5 de; 15 cm.

USAR: Estribos Ø6 c/15 cm

Tabla 3. 8 Armadura longitudinal y transversal con el programa Cypecad.

| Dimensionado de pilares | | | | | | | | | | |
|-------------------------|---------|-------|--------|--------|----------|----|----------|------|--|--|
| Referencia: | Esquina | | Cara X | Cara Y | Estribos | | As/Ac(%) | | | |
| 3 | 0.3 | x 0.3 | 4 Ø16 | +2 Ø12 | +0 | Ø6 | 15 | 1.14 | | |
| 2 | 0.3 | x 0.3 | 4 Ø20 | +2 Ø16 | +0 | Ø6 | 20 | 1.84 | | |
| 1 | 0.3 | x 0.3 | 4 Ø20 | +0 | +2 Ø12 | Ø6 | 15 | 1.65 | | |
| Arranques: | | | 4 Ø20 | +0 | +2 Ø12 | | | 1.65 | | |

Fuente: Cypecad.

3.8 Estructura de cimentación de la edificación

3.8.1 Diseño de zapatas aisladas

1. Se realizará la verificación manual de la zapata que pertenece a la columna n° 8. Obteniendo las máximas solicitaciones: Nd, Mxd, Mdy (valores obtenidos por el programa Cypecad), en el arranque del pilar.

Datos:

Cargas en servicio:

$$N = 643,7 \text{ KN}$$

$$M_x = 2,1 \text{ KNxm}$$

$$M_y = 5,6 \text{ KNxm}$$

$$V_x = 4,7 \text{ KN}$$

$$V_y = 14,7 \text{ KN}$$

$$f_{ck} = 21.000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500.000 \text{ KN/m}^2$$

Cargas en agotamiento:

$$N_d = 1029,92 \text{ KN}$$

$$M_{xd} = 3,36 \text{ KNxm}$$

$$M_{yd} = 8,96 \text{ KNxm}$$

$$V_{dx} = 7,52 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = 23,52 \text{ KN}$$

$$F_{cd} = 14.000 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{yd} = 434.782,61 \text{ KN/m}^2$$

Datos del pilar:

$$a = 30 \text{ cm} ; \quad b = 30 \text{ cm}$$

En el diseño de las cimentaciones aisladas, se realiza tres cálculos: a) Dimensionamiento en planta y elevación, b) Cálculos que verifiquen la estabilidad de la cimentación, c) Cálculos estructurales de la armadura de cimentación.

a) Dimensionamiento en planta y elevación de la zapata aislada

2. Dimensionamiento en planta

El profesor José Calavera en su libro: “Cálculo de Estructuras de cimentaciones (pag.110)”, nos dice: “Si todas las presiones nominales sobre el suelo son de compresión o nulas, la distribución sigue la ley de NAVIER, es aquí en donde las excentricidades de ambas direcciones se encuentran dentro del núcleo central ($e \leq \frac{A}{6}$)”.

Por lo tanto, el diseño en planta se realizará tomando esta recomendación, asumiendo un peso de zapata de 5% de la normal “N”.

2.1. El área y dimensiones de la zapata cuadrada será:

Datos:

$$5\% \times N = 0,05 \times 643,7 \text{ KN} = 32,18 \text{ KN}$$

$$\sigma_{adm} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{(N + 5\% \times N)}{A^2} + \frac{(M_x) \times 6}{A^3} + \frac{(M_y) \times 6}{A^3} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{(643,7 \text{ KN} + 32,18 \text{ KN})}{A^2} + \frac{(2,1 \text{ KNxm}) \times 6}{A^3} + \frac{(5,6 \text{ KNxm}) \times 6}{A^3} \leq 300 \text{ KN/m}^2$$

Despejando la variable del área: $A = 1,50 \text{ m}^2$

Para una zapata cuadrada las dimensiones serán; $A = B = 1,22 \text{ m} \approx 1,3 \text{ m}$

Se verifica que:

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{(643,7 \text{ KN} + 32,18 \text{ KN})}{(1,3 \text{ m})^2} + \frac{(2,1 \text{ KNxm}) \times 6}{(1,3 \text{ m})^3} + \frac{(5,6 \text{ KNxm}) \times 6}{(1,3 \text{ m})^3} \leq 300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$420,96 \text{ KN/m}^2 \leq 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{¡NO CUMPLE!}$$

Al no cumplir la verificación, se asumirá las dimensiones de: $A = B = 1,60 \text{ m}$

Verificando:

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_t = \frac{(N + 5\% \times N)}{A^2} + \frac{(M_x) \times 6}{A^3} + \frac{(M_y) \times 6}{A^3} \leq \sigma_{adm}$$

$$275,29 \text{ KN/m}^2 \leq 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

2.2. Se verificará que las excentricidades se encuentren dentro del núcleo central.

$$e_x = \frac{(M_x)}{N} = \frac{210 \text{ KNxcm}}{643,7 \text{ KN}} = 0,33 \text{ cm} \quad ; \quad e_y = \frac{(M_y)}{N} = \frac{560 \text{ KNxcm}}{643,7 \text{ KN}} = 0,87 \text{ cm}$$

$$e_x \leq \frac{A}{6} = \frac{160 \text{ cm}}{6} = 26,67 \text{ cm} \quad ; \quad e_y \leq \frac{B}{6} = \frac{160 \text{ cm}}{6} = 26,67 \text{ cm}$$

$$0,33 \text{ cm} \leq 26,67 \text{ cm} \quad \text{¡CUMPLE!} \quad ; \quad 0,87 \text{ cm} \leq 26,67 \text{ cm} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Por lo tanto, la distribución de tensiones en el terreno será trapezoidal (Usar la ecuación de Navier).

3. Dimensionamiento en elevación (h)

Datos:

$$F_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_f = 1,6$$

$$\sigma_{adm} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{vd} = 0,5 \times \sqrt{F_{cd}} = 0,5 \times \sqrt{140 \text{ Kg/cm}^2} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{4 \times f_{vd}}{\gamma_f \times \sigma_{admi.}} = \frac{4 \times 5,92 \text{ Kg/cm}^2}{1,6 \times 3 \text{ kg/cm}^2} = 4,93$$

$$d_{\min} \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{axb}{4} + \frac{AxB}{2xK-1} - \frac{(a+b)}{4}} = \sqrt{\frac{(30\text{cm})^2}{4} + \frac{(160\text{cm})^2}{2x4,93-1} - \frac{(60\text{cm})}{4}} = 40,81\text{cm} \\ \frac{2x(A-a)}{4+K} = \frac{2x(160\text{cm}-30\text{cm})}{4+4,93} = 29,11\text{ cm} \\ \frac{2x(B-b)}{4+K} = \frac{2x(160\text{cm}-30\text{cm})}{4+4,93} = 29,11\text{ cm} \end{cases}$$

El recubrimiento mecánico para zapatas será:

Datos:

$$d_{\min.} = 40,81\text{cm} \quad r_m = r_g + \emptyset_{\text{longitudinal}} + \frac{\emptyset_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$r_g = 5\text{ cm}$$

$$\emptyset_{\text{longitudinal}} = 12\text{mm} \quad r_m = 5\text{cm} + 1,2\text{cm} + \frac{1,2\text{cm}}{2} = 6,8\text{cm}$$

El canto total “h”, será: $h = d_{\min.} + r_m = 40,81 + 6,8\text{cm} = 47,61\text{ cm}$

Se adoptará, un canto constructivo: $h = 50\text{ cm}$, pero para cumplir la longitud de anclaje entre la columna y la zapata y la verificación de la adherencia entre las armaduras y el hormigón circundante, el canto real será:

$$h = 55\text{ cm}$$

El canto útil “d”, será: $d = h - r_m = 55\text{ cm} - 6,8\text{cm} = 48,2\text{ cm}$

3.1. Al obtener la altura de la zapata “h”, los momentos finales corregidos por las cortantes serán:

$$M_{fx} = M_x + h \times V_x = 2,10\text{ KNxm} + 0,55\text{ m} \times 4,7\text{ KN} = 4,68\text{ KNxm}$$

$$M_{fy} = M_y + h \times V_y = 5,60\text{ KNxm} + 0,55\text{ m} \times 14,7\text{ KN} = 13,68\text{ KNxm}$$

3.2. Conociendo las dimensiones de la zapata (A, B, h), se determina el peso real de la misma, y la respectiva verificación del esfuerzos en el terreno ($\sigma_t \leq \sigma_{adm}$).

$$\gamma_h = 25\text{ KN/m}^3$$

$$P_p = \gamma_h \times A^2 \times h = 25\text{ KN/m}^3 \times (1,6\text{m})^2 \times 0,55\text{m} = 35,20\text{ KN}$$

$$\sigma_t = \frac{(N + P_p)}{A^2} + \frac{(M_{fx}) \times 6}{A^3} + \frac{(M_{fy}) \times 6}{A^3} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{(643,7\text{KN} + 35,20\text{ KN})}{(1,6\text{ m})^2} + \frac{(4,68\text{ KNxm}) \times 6}{(1,6\text{ m})^3} + \frac{(13,68\text{ KNxm}) \times 6}{(1,6\text{ m})^3} \leq 300\text{ KN/m}^2$$

$$292,09 \text{ KN/m}^2 \leq 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

b) Cálculos que verifiquen la estabilidad de la cimentación

4. Estabilidad de la cimentación

4.1. Estabilidad al vuelco

$\gamma_1 = 1,5$; coeficiente de seguridad contran el vuelco, norma CBH. 87 (9.8.1).

| “LADO A” | “LADO B” |
|---|--|
| $\frac{(N + Pp)x\left(\frac{A}{2}\right)}{(M_x + (V_x)xh)} \geq \gamma_1$ | $\frac{(N + Pp)x\left(\frac{B}{2}\right)}{(M_y + (V_y)xh)} \geq \gamma_1$ |
| $\frac{(643,7 \text{ KN} + 35,20 \text{ KN})x\left(\frac{1,6\text{m}}{2}\right)}{(2,10 \text{ KNxm} + 4,7\text{KNx}0,55\text{m})} \geq 1,5$ | $\frac{(643,7 \text{ KN} + 35,20\text{KN})x\left(\frac{1,6\text{m}}{2}\right)}{(5,60 \text{ KNxm} + 14,7 \text{ KNx}0,55\text{m})} \geq 1,5$ |
| $115,93 \geq 1,5 \quad \text{¡CUMPLE!}$ | $39,69 \geq 1,5 \quad \text{¡CUMPLE!}$ |

4.2. Comprobación al deslizamiento

$\gamma_2 = 1,5$; coeficiente de seguridad contran deslizamiento, norma CBH. 87 (9.8.1)

$\emptyset = 30$; ángulo de rozamiento interno para gravas y arenas, ver Tabla A1.19.

$$\emptyset_d = \left(\frac{2}{3}x\emptyset\right) = \left(\frac{2}{3}x30\right) = 20$$

| “LADO A” | “LADO B” |
|--|--|
| $\frac{(N + Pp)x\tan(\emptyset_d)}{V_x} \geq \gamma_2$ | $\frac{(N + Pp)x\tan(\emptyset_d)}{V_y} \geq \gamma_2$ |
| $\frac{(643,7 \text{ KN} + 35,20 \text{ KN})x\tan(20)}{4,7 \text{ KN}} \geq 1,5$ | $\frac{(643,70 \text{ KN} + 35,20 \text{ KN})x\tan(20)}{14,7 \text{ KN}} \geq 1,5$ |
| $52,57 \geq 1,5 \quad \text{¡CUMPLE!}$ | $16,81 \geq 1,5 \quad \text{¡CUMPLE!}$ |

c) Cálculos estructurales de la armadura de cimentación

5. Cálculo de la armadura longitudinal de cimentación

1. Clasificación del tipo de la zapata.

$$V = \frac{A \text{ o } B}{2} - \frac{a}{2} = \frac{160\text{cm}}{2} - \frac{30\text{cm}}{2} = 65 \text{ cm}$$

Sí: a) $V \leq 2xh$ Zapata rígida (Método de la flexión).

b) $V > 2xh$ Zapata flexible (Método de la flexión).

Entonces: $65 \text{ cm} \leq 110 \text{ cm}$ ¡ZAPATA RIGIDA!

2. La normal (N_d), y los momentos finales (M_{dfx} , M_{dfy}) de diseño, en los estados limites últimos (E.L.U.), tendrán los siguientes valores:

$$N_d = 1029,92 \text{ KN}$$

$$M_{dfx} = 1,6 \times M_{fx} = 1,6 \times 4,68 \text{ KNxm} = 7,49 \text{ KNxm}$$

$$M_{dfy} = 1,6 \times M_{fy} = 1,6 \times 13,68 \text{ KNxm} = 21,89 \text{ KNxm}$$

3. El diagrama de tensiones en el terreno, según las combinaciones en sus cuatro vértices, serán:

$$\sigma_1 = \frac{(N_d)}{A^2} - \frac{(M_{dfx}) \times 6}{A^3} - \frac{(M_{dfy}) \times 6}{A^3} = \frac{1029,92 \text{ KN}}{(1,6 \text{ m})^2} - \frac{7,49 \text{ KNxm} \times 6}{(1,6 \text{ m})^3} - \frac{21,89 \text{ KNxm} \times 6}{(1,6 \text{ m})^3}$$

$$\sigma_1 = 359,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(N_d)}{A^2} + \frac{(M_{dfx}) \times 6}{A^3} - \frac{(M_{dfy}) \times 6}{A^3} = \frac{1029,92 \text{ KN}}{(1,6 \text{ m})^2} + \frac{7,49 \text{ KNxm} \times 6}{(1,6 \text{ m})^3} - \frac{21,89 \text{ KNxm} \times 6}{(1,6 \text{ m})^3}$$

$$\sigma_2 = 381,22 \text{ KN/m}^2$$

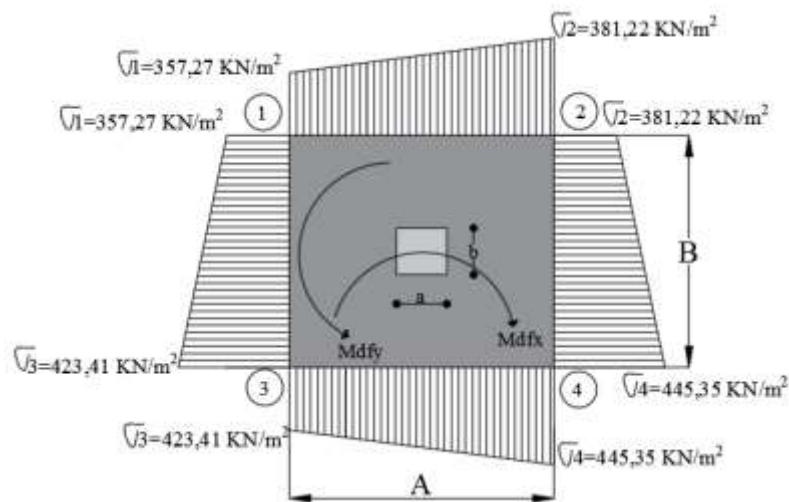
$$\sigma_3 = \frac{(N_d)}{A^2} - \frac{(M_{dfx}) \times 6}{A^3} + \frac{(M_{dfy}) \times 6}{A^3} = \frac{1029,92 \text{ KN}}{(1,6 \text{ m})^2} - \frac{7,49 \text{ KNxm} \times 6}{(1,6 \text{ m})^3} + \frac{21,89 \text{ KNxm} \times 6}{(1,6 \text{ m})^3}$$

$$\sigma_3 = 423,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{(N_d)}{A^2} + \frac{(M_{dfx}) \times 6}{A^3} + \frac{(M_{dfy}) \times 6}{A^3} = \frac{1029,92 \text{ KN}}{(1,6 \text{ m})^2} + \frac{7,49 \text{ KNxm} \times 6}{(1,6 \text{ m})^3} + \frac{21,89 \text{ KNxm} \times 6}{(1,6 \text{ m})^3}$$

$$\sigma_4 = 445,35 \text{ KN/m}^2$$

Figura 3. 25 Esfuerzos del terreno en la zapata aislada.

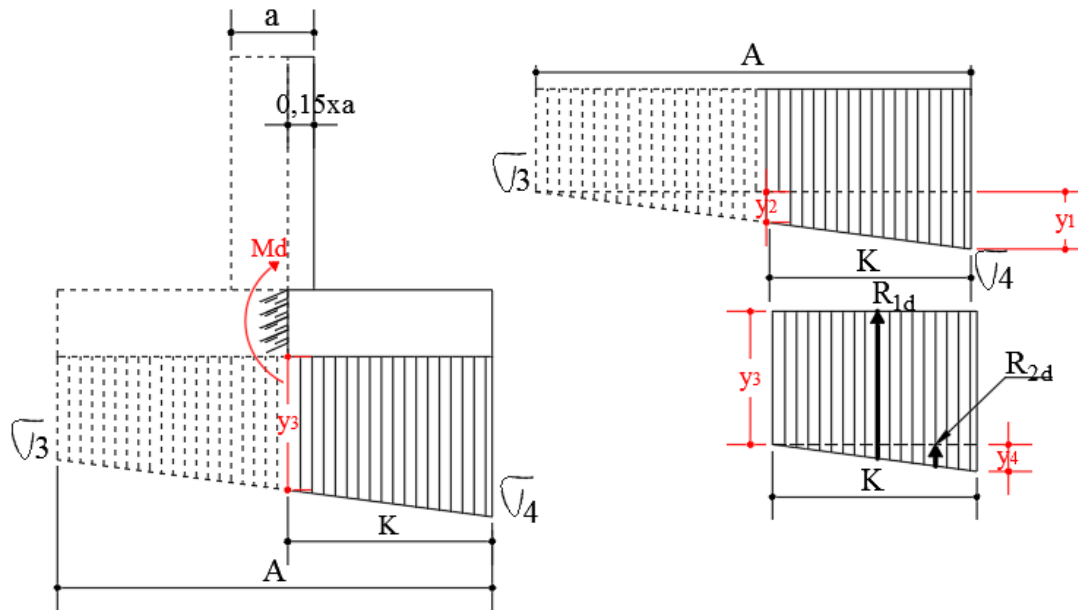


Fuente: Elaboración propia.

Según la norma CBH. 87 (en su punto 9.8.2.1), las zapatas rígidas denominadas Tipo 1, serán calculadas por él; “Método de la Flexión” en cada dirección. Aquí, se define la sección de referencia “S₁”; situada a una distancia “0,15a” hacia el interior del soporte, siendo “a” la dimensión de dicho soporte o muro.

5.1. Procedimiento de diseño de armadura de la zapata (Lado B)

Figura 3. 26 Cálculo del “Md” de la zapata aislada (Lado B).



Fuente: Elaboración propia.

$$K = \frac{A}{2} - \frac{a}{2} + 0,15xa = \frac{1,60\text{m}}{2} - \frac{0,30\text{m}}{2} + 0,15 \times 0,30\text{m} = 0,70 \text{ m}$$

$$y_1 = \sigma_4 - \sigma_3 = 445,35 \text{ KN/m}^2 - 423,41 \text{ KN/m}^2 = 21,94 \text{ KN/m}^2$$

$$y_2 = \frac{y_1 \times (A - K)}{A} = \frac{21,94 \text{ KN/m}^2 \times (1,6\text{m} - 0,7\text{m})}{1,6\text{m}} = 12,34 \text{ KN/m}^2$$

$$y_3 = \sigma_3 + y_2 = 423,41 \text{ KN/m}^2 + 12,34 \text{ KN/m}^2 = 435,75 \text{ KN/m}^2$$

$$y_4 = \sigma_4 - y_3 = 445,35 \text{ KN/m}^2 - 435,75 \text{ KN/m}^2 = 9,6 \text{ KN/m}^2$$

1. Determinación de "R_{1d}", "R_{2d}".

$$R_{1d} = y_3 \times K \times B = 435,75 \text{ KN/m}^2 \times 0,70 \text{ m} \times 1,6 \text{ m} = 488,04 \text{ KN}$$

$$R_{2d} = \frac{K \times y_4}{2} \times B = \frac{0,70 \times 9,6 \text{ KN/m}^2}{2} \times 1,6 \text{ m} = 5,38 \text{ KN}$$

2. Como el diagrama de tensiones corresponde a un rectángulo y un triángulo, el momento de diseño “Md” a una profundidad; “0,15xa” dentro del pilar será:

$$M_d = R_{1d} \times \frac{K}{2} + R_{2d} \times \frac{2 \times K}{3}$$

$$M_d = 488,04 \text{ KN} \times \frac{0,70 \text{ m}}{2} + 5,38 \text{ KN} \times \frac{2 \times 0,70\text{m}}{3} = 173,32 \text{ KNxm}$$

3. Determinación del momento reducido de cálculo (μ_d).

$$\mu_d = \frac{M_d}{B \times d^2 \times F_{cd}} = \frac{173,32 \text{ KN/m}}{1,6 \text{ m} \times (0,48\text{m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2} = 0,0336$$

$$\mu_d \leq \mu_{lim} = 0,0336 \leq 0,3717 \quad ; \text{ No necesita armadura de compresión (A's)!}$$

La cuantía mecánica según la tabla universal para flexión simple y compuesta (ver la Tabla A1.24) será:

$$\omega_m = 0,0343 \quad \text{DOMINIO N}^\circ 2$$

4. El área total del acero de la armadura de tracción:

$$A_s = \frac{\omega_m \times F_{cd} \times B \times d}{F_{yd}} = \frac{0,0343 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 160 \text{ cm} \times 48,2\text{cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 8,52 \text{ cm}^2$$

5. Para evitar la rotura frágil, la norma CBH-87 nos proporciona una cuantía mecánica mínima:

$$A_s \geq \frac{0,04 \times F_{cd} \times B \times d}{F_{yd}} = \frac{0,04 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 160 \text{ cm} \times 43,2 \text{ cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 8,90 \text{ cm}^2$$

6. Para evitar las fisuras por retracción y temperatura, la norma boliviana CBH-87; proporciona una cuantía mínima geométrica (A_{min}), según el tipo de acero y elemento estructural, según la Tabla A1.14 será:

$$w_{min} = 1,5 \text{ ‰} \quad (\text{Para aceros AH} - 500 \text{ DN, elemento estructural losa})$$

$$A_{min} = w_{min} \times B \times h = 0,0015 \times 160 \text{ cm} \times 55 \text{ cm} = 13,20 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero; será el mayor de los tres cálculos previos: $A_d = 13,20 \text{ cm}^2$

7. El número de barras ($N^\circ b$) y la separación (S) será:

$$N^\circ b = \frac{A_d}{A_{\emptyset 12}} = \frac{13,20 \text{ cm}^2}{1,13 \text{ cm}^2} = 11,68 \approx 12 \text{ barras}$$

$$S = \frac{B - 2x r_m}{(N^\circ b - 1)} = \frac{160\text{cm} - 2 \times 6,8\text{cm}}{(12 - 1)} = 13,31 \text{ cm}$$

Constructivamente, se adoptará una separación: $S_c = 14 \text{ cm}$

El número de barras a disponer:

$$N^\circ b = \frac{(B - 2x r_m)}{S_c} + 1 = \frac{(160\text{cm} - 2 \times 6,8\text{cm})}{14} + 1 = 11,46 \approx 12 \text{ barras}$$

Se verificará la armadura a colocar " A_c ":

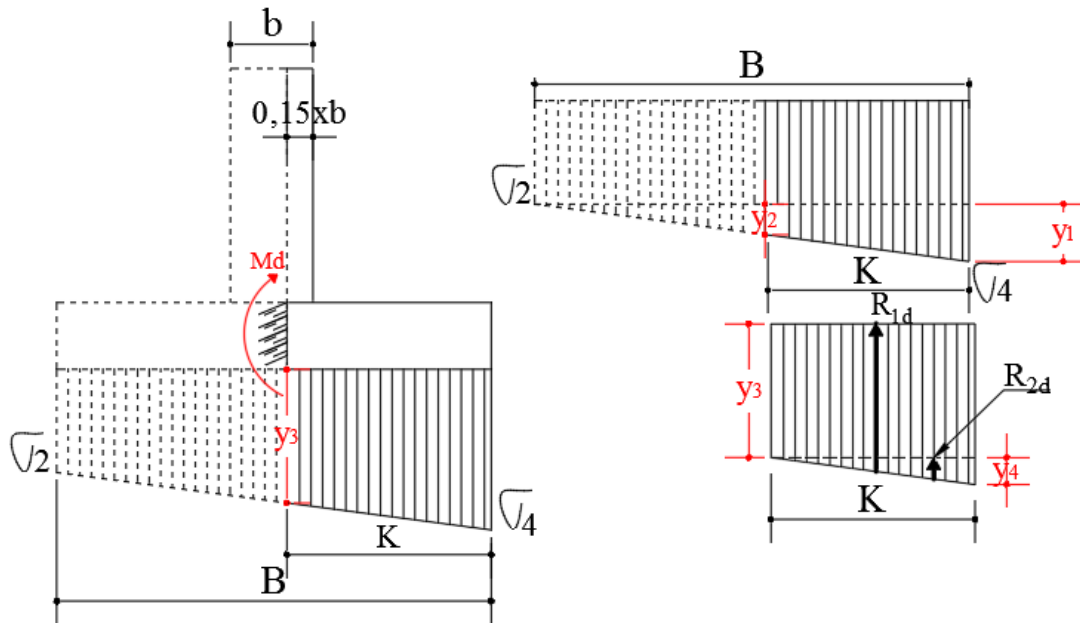
$$A_c = N^\circ b \times A_{\emptyset 12} = 12 \times 1,13\text{cm}^2 = 13,56 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq A_d \Rightarrow 13,56 \text{ cm}^2 > 13,20 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ CUMPLE!}$$

Por lo tanto, se usará: **12Ø12 c/14 cm**

5.2. Procedimiento de diseño de armadura de la zapata (Lado A).

Figura 3. 27 Calculo del “Md” de la zapata aislada (Lado A).



Fuente: Elaboración propia.

$$K = \frac{A}{2} - \frac{a}{2} + 0,15xa = \frac{1,60\text{m}}{2} - \frac{0,30\text{m}}{2} + 0,15 \times 0,30\text{m} = 0,70\text{ m}$$

$$y_1 = \sigma_4 - \sigma_2 = 445,35\text{ KN/m}^2 - 381,22\text{ KN/m}^2 = 64,13\text{ KN/m}^2$$

$$y_2 = \frac{y_1 \times (A - K)}{A} = \frac{64,13\text{ KN/m}^2 \times (1,6\text{m} - 0,7\text{m})}{1,6\text{m}} = 36,07\text{ KN/m}^2$$

$$y_3 = \sigma_2 + y_2 = 381,22\text{ KN/m}^2 + 36,07\text{ KN/m}^2 = 417,29\text{ KN/m}^2$$

$$y_4 = \sigma_4 - y_3 = 445,35\text{ KN/m}^2 - 417,29\text{ KN/m}^2 = 28,06\text{ KN/m}^2$$

1. Determinación de "R_{1d}", "R_{2d}".

$$R_{1d} = y_3 \times K \times B = 417,29\text{ KN/m}^2 \times 0,70\text{ m} \times 1,6\text{ m} = 467,36\text{ KN}$$

$$R_{2d} = \frac{K \times y_4}{2} \times B = \frac{0,70 \times 28,06\text{ KN/m}^2}{2} \times 1,6\text{ m} = 15,71\text{ KN}$$

2. Como el diagrama de tensiones corresponde a un rectángulo y un triángulo, el momento de diseño “Md” a una profundidad “0,15xa” dentro del pilar, será:

$$M_d = R_{1d} \times \frac{K}{2} + R_{2d} \times \frac{2 \times K}{3}$$

$$M_d = 467,36\text{ KN} \times \frac{0,70\text{ m}}{2} + 15,71\text{ KN} \times \frac{2 \times 0,70\text{ m}}{3} = 170,91\text{ KNxm}$$

3. Determinación del momento reducido de cálculo (μ_d).

$$\mu_d = \frac{M_d}{B \times d^2 \times F_{cd}} = \frac{170,91 \text{ KN/m}}{1,6 \text{ m} \times (0,48\text{m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2} = 0,0331$$

$$\mu_d \leq \mu_{lim} = 0,0331 \leq 0,3717 \quad ; \text{ No necesita armadura de compresión (A's)!}$$

La cuantía mecánica según la tabla universal para flexión simple y compuesta (ver la Tabla A1.24) será:

$$\omega_m = 0,0331 \quad \text{DOMINIO N}^\circ 2$$

4. El área total del acero de la armadura de tracción:

$$A_s = \frac{\omega_m \times F_{cd} \times B \times d}{F_{yd}} = \frac{0,0331 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 160 \text{ cm} \times 48,2\text{cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 8,22 \text{ cm}^2$$

5. Para evitar la rotura frágil, la norma CBH-87 nos proporciona una cuantía mecánica mínima:

$$A_s \geq \frac{0,04 \times F_{cd} \times B \times d}{F_{yd}} = \frac{0,04 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 160 \text{ cm} \times 43,2 \text{ cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 8,90 \text{ cm}^2$$

6. Para evitar las fisuras por retracción y temperatura, la norma boliviana CBH-87, proporciona una cuantía mínima geométrica (A_{min}), según el tipo de acero y elemento estructural, según la Tabla A1.14. será:

$$w_{min} = 1,5 \text{ ‰} \quad (\text{Para aceros AH} - 500 \text{ DN, elemento estructural losa})$$

$$A_{min} = w_{min} \times B \times h = 0,0015 \times 160 \text{ cm} \times 55 \text{ cm} = 13,20 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área de acero; será el mayor de los 3 cálculos previos: $A_d = 13,20 \text{ cm}^2$

7. El número de barras ($N^\circ b$) y la separación (S) será:

$$N^\circ b = \frac{A_n}{A_{\emptyset 12}} = \frac{13,20 \text{ cm}^2}{1,13 \text{ cm}^2} = 11,68 \approx 12 \text{ barras}$$

$$S = \frac{B - 2x r_m}{(N^\circ b - 1)} = \frac{160\text{cm} - 2 \times 6,8\text{cm}}{(12 - 1)} = 13,31 \text{ cm}$$

Constructivamente se adoptará una separación; $S_c = 14 \text{ cm}$

El número de barras a disponer:

$$N^\circ b = \frac{(B - 2x r_m)}{S_c} + 1 = \frac{(160\text{cm} - 2 \times 6,8\text{cm})}{14} + 1 = 11,46 \approx 12 \text{ barras}$$

Se verificará la armadura a colocar " A_c ":

$$A_c = N^\circ b \times A_{\emptyset 12} = 12 \times 1,13\text{cm}^2 = 13,56 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq A_d \Rightarrow 13,56 \text{ cm}^2 > 13,20 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ CUMPLE!}$$

Por lo tanto, se usará; **12Ø12 c/14cm**

d) Comprobación de la adherencia

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, se debe de cumplir la siguiente relación, según la norma boliviana CBH-87 (punto 9.8.2.2.8).

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 \times d \times n \times u} \leq \tau_{bd} \quad ; \quad \tau_{bd} = 0,95x\sqrt{Fcd^2}$$

Verificación de la adherencia en el “Lado B”

Datos:

$$\tau_{bd} = 0,95x\sqrt{(140 \text{ Kg/cm}^2)^2} = 25,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{d1} = R_{1d} + R_{2d} = 488,09 \text{ KN} + 5,38 \text{ KN} = 493,47 \text{ KN} = 49.347 \text{ Kg}$$

$$d = 48,2 \text{ cm}$$

$$n = 12 \text{ (barras)}$$

$$u = \pi \times D_{12} = \pi \times 1,2 \text{ cm} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{49.347 \text{ Kg}}{0,9 \times 48,2 \text{ cm} \times 12 \times 3,77 \text{ cm}} \leq \tau_{bd} = 25,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$25,14 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25,61 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \text{CUMPLE!}$$

Verificación de la adherencia en el “Lado A”

Datos:

$$\tau_{bd} = 0,95x\sqrt{(140 \text{ Kg/cm}^2)^2} = 25,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{d1} = R_{1d} + R_{2d} = 467,36 \text{ KN} + 15,71 \text{ KN} = 483,07 \text{ KN} = 48.307 \text{ Kg}$$

$$d = 48,2 \text{ cm}$$

$$n = 12 \text{ (barras)}$$

$$u = \pi \times D_{12} = \pi \times 1,2 \text{ cm} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{48.307 \text{ Kg}}{0,9 \times 48,2 \text{ cm} \times 12 \times 3,77 \text{ cm}} \leq \tau_{bd} = 25,61 \text{ Kg/cm}^2$$

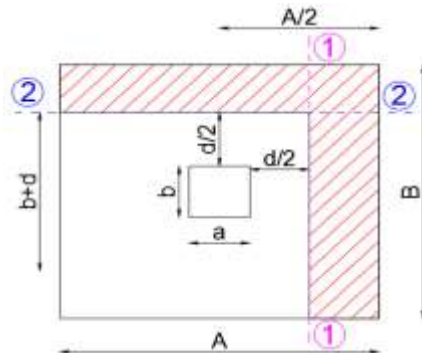
$$24,61 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25,61 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \text{CUMPLE!}$$

e) Comprobación al cortante por flexión

Para este tipo de zapatas rígidas, la comprobación al cortante por flexión y al punzonamiento, no será tomada en cuenta según el libro del profesor; “Jiménez

Montoya 15va edición” (punto 25.3.3). Pero la norma boliviana (CBH-87), obliga a realizar esta comprobación, en zapatas rígidas (tipo I), pero no la de punzonamiento.

Figura 3. 28 Área de sección de la cortante por flexión (V_{d2}).



Fuente: Elaboración propia

Datos:

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_{cv} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{(21 \text{ Mpa})^2} = 1,59 \text{ N/mm}^2 = 1.590 \text{ KN/m}^2$$

Al tratarse de una zapata cuadrada, la comprobación a cortante por flexión, en ambos lados, serán iguales (Sección: 1=2).

Sección 1-1 “Lado B”

$$V_{d2} < 2 \times f_{cv} \times B \times d \quad ; \quad V_{d2} = B \times \left(\frac{A}{2} - \frac{a}{2} - \frac{d}{2} \right) \times \sigma_t$$

$$V_{d2} = 1,6 \text{ m} \times \left(\frac{1,60 \text{ m}}{2} - \frac{0,3 \text{ m}}{2} - \frac{0,48 \text{ m}}{2} \right) \times 445,35 \text{ KN/m}^2 = 292,15 \text{ KN}$$

$$2 \times f_{cv} \times B \times d = 2 \times 1.590 \text{ KN/m}^2 \times 1,60 \text{ m} \times 0,48 \text{ m} = 2.442,24 \text{ KN}$$

$$292,15 \text{ KN} < 2.442,24 \text{ KN} \quad \text{¡Resiste a cortante!}$$

3.8.2 Resumen de cálculo manual y el programa Cypecad

Tabla 3. 9 Resumen de la armadura longitudinal de zapata aislada.

| LADO-A | | | |
|--------------|----------------|------------------------|----------------------|
| Armadura de: | Cálculo manual | An.cm(cm^2) | Cálculo con Cypecad |
| Tracción | 12Ø12 c/14cm | 13,56 | 11Ø12 c/14cm |
| LADO-B | | | |
| Armadura de: | Cálculo manual | An.cm(cm^2) | Cálculo con Cype-Cad |
| Tracción | 12Ø12 c/14 cm | 13,56 | 11Ø12 c/14 cm |

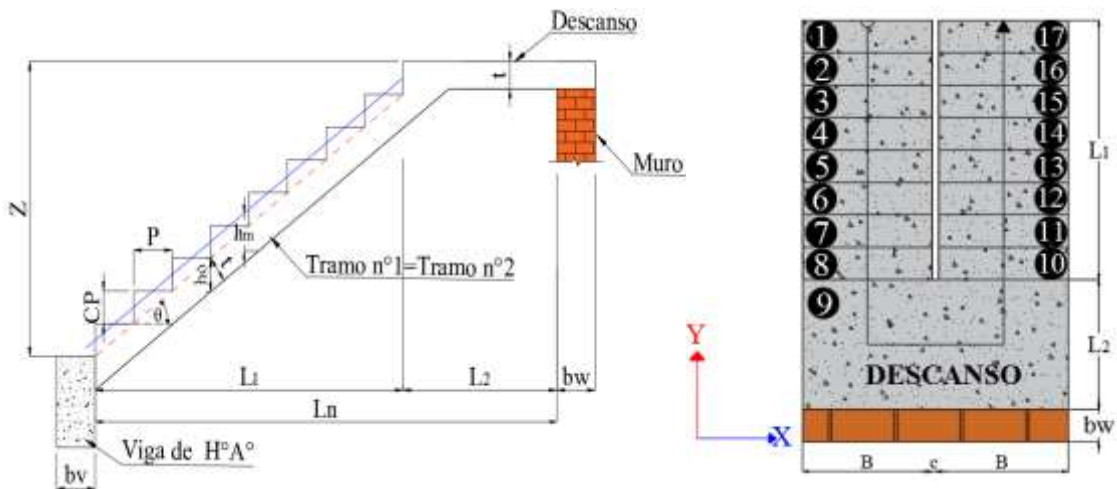
Fuente: Elaboración propia

3.9 Estructuras complementarias

3.9.1 Escaleras

Se realizará el diseño estructural de la escalera del Módulo A, teniendo en cuenta que es simétrica en ambas plantas, por lo tanto, el diseño será único en ambas escaleras.

Figura 3. 29 Geometría y componentes de la escalera de H° A°.



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

Geometría de la escalera

$$L_1 = 200 \text{ cm}$$

$$L_2 = 100 \text{ cm}$$

$$P = 25 \text{ cm}$$

$$CP = 18 \text{ cm}$$

$$Z = 162 \text{ m}$$

$$bw = 25 \text{ cm}$$

$$B = 1 \text{ m}; c = 5 \text{ cm}$$

$$bv = 40 \text{ cm}$$

Materiales de construcción

$$f_{ck} = 21.000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500.000 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 14.000 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 434.782,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_h = 25 \text{ KN/m}^3$$

1. Determinación de la altura de la losa (t).

$$L_n = L_1 + L_2 = 200\text{cm} + 100\text{cm} = 300 \text{ cm}$$

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{300\text{cm}}{25} = 12\text{cm}$$

$$t = \frac{L_n}{20} = \frac{300\text{cm}}{20} = 15\text{cm}$$

$$t = 13,5 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$$

El ángulo que forma con la horizontal es:

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{P}{\sqrt{(P^2 + CP^2)}} \right) = \cos^{-1} \left(\frac{25\text{cm}}{\sqrt{((25\text{cm})^2 + (18\text{cm})^2)}} \right) = 35,75^\circ$$

2. Calculo de las cargas lineales en el tramo y descanso para una B = 1 m.

TRAMO

a) Carga muerta por el peso propio + escalones (Pp)

$$h_m = h_o + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos(\theta)} + \frac{CP}{2} = \frac{14\text{ cm}}{\cos(35,75^\circ)} + \frac{18\text{ cm}}{2} = 26,25\text{ cm} = 0,26\text{ m}$$

$$P_p = \gamma_h \times h_m \times B = 25\text{KN/m}^3 \times 0,26\text{ m} \times 1\text{m}$$

$$P_p = 6,5\text{ KN/m}$$

b) Peso de los acabados (Pa) y barandilla (Pb)

$$P_a = 0,8\text{ KN/m}^2 \times 1\text{ m} = 0,8\text{ KN/m} \text{ (Ver Tabla A1.36).}$$

$$P_b = 1,5\text{ KN/m} \text{ (Según el reglamento de España NTP 404 "Escaleras fijas")}$$

c) Peso de la sobrecarga de uso (Ps)

$$P_s = 4\text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 4\text{ KN/m} \text{ (Sobrecarga mínima para escaleras, ver Tabla A1.37).}$$

DESCANSO

a) Carga muerta por el peso propio (Pp)

$$P_p = \gamma_h \times t \times B = 25\text{KN/m}^3 \times 0,14\text{ m} \times 1\text{m}$$

$$P_p = 3,5\text{ KN/m}$$

b) Peso de los acabados (Pa)

$$P_a = 0,8\text{ KN/m}^2 \times 1\text{ m} = 0,8\text{ KN/m} \text{ (Ver Tabla A1.36).}$$

c) Peso de la sobrecarga de uso (Ps)

$$SC = 4\text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 4\text{ KN/m} \text{ (Sobrecarga mínima para escaleras, ver Tabla A1.37).}$$

3. Por lo tanto la carga muerta (CM_T) y sobrecarga de uso (SC_T) en el tramo como en el descanso serán:

TRAMO

$$CM_T = P_p + P_a + P_b = 6,5\text{ KN/m} + 0,8\text{ KN/m} + 1,5\text{ KN/m} = 8,8\text{ KN/m}$$

$$SC_T = P_s = 4\text{ KN/m}$$

DESCANSO

$$CM_T = P_p + P_a = 3,5 \text{ KN/m} + 0,8 \text{ KN/m} = 4,3 \text{ KN/m}$$

$$SC_T = P_s = 4 \text{ KN/m}$$

3.1. Se usará la combinación de cargas de diseño, correspondiente a los E.L.U.

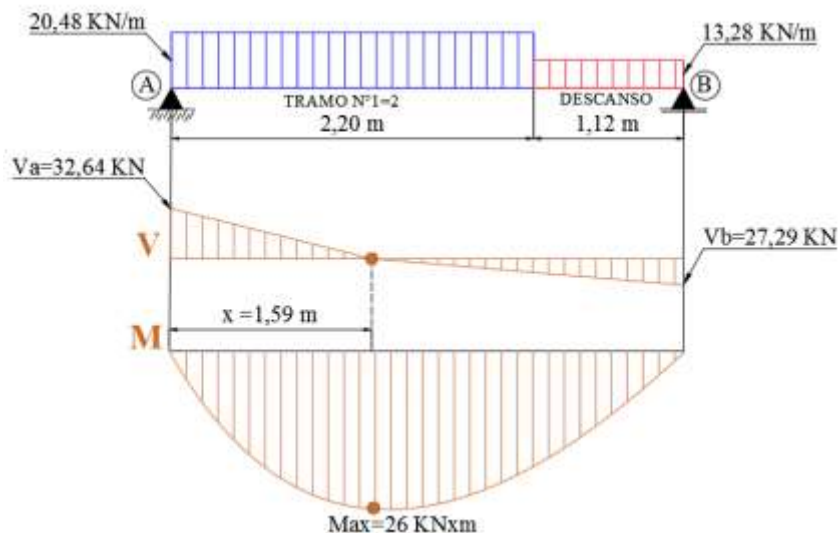
$$Q_{(TRAMO,DESCANSO)} = 1,6 \times CM_T + 1,6 \times SC_T$$

$$Q_{(TRAMO)} = 1,6 \times CM_T + 1,6 \times SC_T = 1,6 \times 8,8 \text{ KN/m} + 1,6 \times 4 \text{ KN/m} = 20,48 \text{ KN/m}$$

$$Q_{(DESCANSO)} = 1,6 \times CM_T + 1,6 \times SC_T = 1,6 \times 4,3 \text{ KN/m} + 1,6 \times 4 \text{ KN/m} = 13,28 \text{ KN/m}$$

3.2. Una vez obtenida las cargas de diseño, se procede a cargar la estructura idealizada como se muestra en la Figura 3.30, donde ambos tramos (1=2) tendrán las mismas solicitaciones debido a la simetría que presentan. El cálculo de la armadura (+), se lo realizara con la losa simplemente apoyada (para obtener el máximo esfuerzo a flexión Max^+), y para el cálculo de la armadura (-); se usara el 25% Max^+ , recomendación tomada del Dr. J. Calavera Tomo II en su punto 62,4. Por lo tanto se tiene:

Figura 3. 30 Momento flector máximo (+) en la escalera de H°A°.



Fuente: Elaboración propia.

$$M_{max}^+ = 26 \text{ KNxm}$$

$$M_{max}^- = 0,25 \times M_{max}^+ = 6,5 \text{ KNxm}$$

3.9.1.1 Diseño de la armadura positiva (As) (Tramo n°1 = Tramo n°2)

Adquiriendo los esfuerzos: cortante (V) y momento flector (M_{max}), de la escalera simplemente apoyada (proyeccion horizontal); el cálculo de “As” será:

1. El recubrimiento geométrico (r_g):

$r_{min.} = 1,5 \text{ cm}$ (Grado de exposicion "No severo", ver la Tabla A1.16)

$\Delta r_{(nivel \text{ de control de ejecucion})} = 1 \text{ cm}$ (En el resto de los casos, ver 2.5.2.7.)

$$r_g = r_{min.} + \Delta r = 1,5 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 2,5 \text{ cm}$$

El recubrimiento mecánico (r_m):

Asumiendo:

$\emptyset_{longitudinal} = 10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$

$\emptyset_{transversal} = 6 \text{ mm} = 0,6 \text{ cm}$

$$r_m = r_g + \emptyset_{transversal} + \frac{\emptyset_{longitudinal}}{2} = 2,5\text{cm} + 0,6 \text{ cm} + \frac{1,0\text{cm}}{2} = 3,60\text{cm}$$

El canto útil “d” será definido; $d = t - r_m = 14\text{cm} - 3,60 \text{ cm} = 10,40 \text{ cm}$

2. Calculo del momento reducido (μ_d) y la cuantía mecánica (ω_m) de la armadura.

$$\mu_d = \frac{M_{max}^+}{B \times d^2 \times Fcd} = \frac{26 \text{ KNxm}}{1 \text{ m} \times (10,40 \text{ cm}/100)^2 \times 14.000\text{KN}/\text{m}^2} = 0,17$$

$$\mu_d \leq \mu_{lim} = 0,17 \leq 0,3717 \text{ ¡DOMINIO N° 2!}$$

$$\omega = 0,1884$$

Por lo tanto “As”, será:

$$As = \frac{\omega \times Fcd \times B \times d}{Fyd} = \frac{0,17 \times 1,4\text{KN}/\text{cm}^2 \times 100\text{cm} \times 10,40\text{cm}}{43,48 \text{ KN}/\text{cm}^2} = 5,69 \text{ cm}^2$$

3. Cálculo de la armadura mínima geométrica ($A_{gmin.}$).

$w_{min} = 1,5 \text{ ‰}$ (Para aceros AH – 500 DN, elemento losa, ver Tabla A1. 14)

$$A_{gmin.} = w_{min} \times bw \times t = 0,0015 \times 100\text{cm} \times 14\text{cm} = 2,1\text{cm}^2$$

Por lo tanto el acero necesario será: $A_n = 5,69 \text{ cm}^2$

4. El número de barras ($N^{\circ}b$) y el diámetro a utilizar (\emptyset), será determinado; con la capacidad mecánica de la armadura (Us) (según la Tabla A1.25).

$$Us = A_n \times Fyd = 5,69 \text{ cm}^2 \times 43,48 \text{ KN}/\text{cm}^2 = 247,40 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}b_{longit.} = 8 \emptyset 10$$

5. La separación máxima (S_{max}) entre barras recomendada por la norma CBH-87, es de 30 cm pero una separación razonable y constructiva se encuentra entre 12,5-17,5 cm y máximo de 20 cm.

Por cálculo;

$$S = \frac{B - 2x r_m}{(N^{\circ} b_{longit.} - 1)} = \frac{100\text{cm} - 2x3,60\text{cm}}{8 - 1} = 13,25 \text{ cm}$$

Siguiendo la recomendación mencionada, la separación constructiva es; $S_c = 15 \text{ cm}$

El número de barras en total a colocar será:

$$N^{\circ} b_{Total.} = \frac{(B - 2x r_m)}{S_c} + 1 = \frac{(100\text{cm} - 2x3,60\text{cm})}{15 \text{ cm}} + 1 = 7,19 \approx 8 \text{ barras}$$

USAR; 8Ø10 c/15 cm

Verificación:

Donde:

A_c = Acero de cálculo (cm^2)

A_n = Acero necesario (cm^2)

$$A_c = N^{\circ} b_{longit.} \times A_{\phi 10} = 8 \times 0,785 \text{ cm}^2 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq A_n$$

$$6,28 \text{ cm}^2 \geq 5,69 \text{ cm}^2 \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

3.9.1.2 Diseño de la armadura negativa “As” (Tramo n°1 = Tramo n°2)

1. El momento máximo negativo (M_{max}^-) para el cálculo de la armadura “As”, será:

$$M_{max}^- = 6,5 \text{ KNxm}$$

2. Se determina el momento reducido de cálculo (μ_d) y la cuantía mecánica de la armadura (ω):

$$\mu_d = \frac{M_{max}^-}{B \times d^2 \times F_{cd}} = \frac{6,5 \text{ KNxm}}{1 \text{ m} \times (10,40 \text{ cm}/100)^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2} = 0,0429$$

$$\mu_d \leq \mu_{lim} = 0,0892 \leq 0,3717 \quad \text{¡ DOMINIO N° 2!}$$

$$\omega = 0,0442$$

Por lo tanto “As”, será:

$$A_s = \frac{\omega \times F_{cd} \times B \times d}{F_{yd}} = \frac{0,0442 \times 1,4 \text{ KN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 10,40 \text{ cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 1,48 \text{ cm}^2$$

3. Cálculo de la armadura mínima geométrica ($A_{gmin.}$).

$w_{min} = 1,5 \text{ ‰}$ (Para aceros AH – 500 DN, elemento losa, ver Tabla A1.14)

$$A_{gmin.} = w_{min} \times b \times w \times t = 0,0015 \times 100 \text{ cm} \times 14 \text{ cm} = 2,1 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área necesario será: $A_n = 2,10 \text{ cm}^2$

4. El número de barras ($N^{\circ}b$) y diámetro (\emptyset) a utilizar, será determinado con la capacidad mecánica de la armadura (U_s) (según la Tabla A1.25).

$$U_s = A_n \times F_{yd} = 2,1 \text{ cm}^2 \times 43,48 \text{ KN/cm}^2 = 91,31 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}b_{\text{longit.}} = 3 \emptyset 10$$

5. La separación máxima (S_{max}) entre barras recomendada por la norma CBH-87 es de 30 cm pero una separación razonable y constructiva se encuentra entre 12,5-17,5 cm y máximo de 20 cm.

Por cálculo;

$$S = \frac{B - 2x r_m}{(N^{\circ}b_{\text{longit.}} - 1)} = \frac{100 \text{ cm} - 2 \times 3,60 \text{ cm}}{3 - 1} = 46,40 \text{ cm}$$

Siguiendo la recomendación mencionada, la separación constructiva será; $S_c = 20 \text{ cm}$

El número de barras en total a colocar ($N^{\circ}b_{\text{Total.}}$) será:

$$N^{\circ}b_{\text{Total.}} = \frac{(B - 2x r_m)}{S_c} + 1 = \frac{(100 \text{ cm} - 2 \times 3,60 \text{ cm})}{20 \text{ cm}} + 1 = 5,64 \approx 6 \text{ barras}$$

$$\text{USAR; } 6\emptyset 10 \text{ c/20 cm}$$

Verificación:

Donde:

A_c = Acero de cálculo (cm^2)

A_n = Acero necesario (cm^2)

$$A_c = N^{\circ}b_{\text{longit.}} \times A_{\emptyset 10} = 6 \times 0,785 \text{ cm}^2 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq A_n$$

$$4,71 \text{ cm}^2 \geq 2,10 \text{ cm}^2 \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

3.9.1.3 Diseño de la armadura longitudinal en el descanso

Solo de dispondrá una armadura mínima por efectos de retracción y temperatura

$$A_{g\text{min.}} = w_{\text{min}} \times C \times t$$

Tabla 3. 10 Acero mínimo en el descanso.

| Cara | $C = (L_2 + b_w)$ | Espesor (t) | Cuantia mínima | Acero mínimo ($A_{g\text{min.}}$) |
|----------|-------------------|-------------|----------------|-------------------------------------|
| | (cm) | (cm) | wg | (cm^2) |
| Inferior | 125 | 14 | 0,0015 | 2,63 |
| Superior | 125 | 14 | 0,0015 | 2,63 |

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el número de barras longitudinal (N° barras) y la separación (Sc) a disponer será:

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_{gmin.}}{A_{\emptyset}} \quad N^{\circ}b_{Total.} = \frac{(C - 2x_{r_m})}{Sc} + 1$$

Tabla 3. 11 Designación del acero longitudinal en el descanso.

| Cara | \emptyset | A_{\emptyset} | $A_{gmin.}$ | N° barras | Sc | C | $N^{\circ}b_{total.}$ | Designación |
|----------|-------------|-----------------|-----------------|--------------------|------|-----|-----------------------|-------------------------|
| | mm | cm ² | cm ² | | cm | cm | | |
| Inferior | 10 | 0,785 | 2,63 | 4 | 20 | 125 | 7 | 7 \emptyset 10 S/20cm |
| Superior | 10 | 0,785 | 2,63 | 4 | 20 | 125 | 7 | 7 \emptyset 10 S/20cm |

Fuente: Elaboración propia

3.9.1.4 Determinación de armadura transversal por retracción térmica

Debido a que los momentos flectores en la dirección “X” en el tramo, son pequeñas; se dispondrá armadura mínima para prevenir la figuración por efecto de la retracción y la gradiente de temperatura, y en el descanso se colocará la requerida por el cálculo.

$$A_{gmin.} = w_{min} \times L \times t$$

Tabla 3. 12 Acero mínimo transversal en tramo y descanso.

| Posición | Cara | Longitud (L) | Espesor (t) (cm) | Cuantía mínima | Acero mínimo ($A_{gmin.}$) |
|------------|----------|--------------|---------------------|----------------|------------------------------|
| | | cm | | wg | (cm ²) |
| Tramo n° 1 | Inferior | 246 | 14 | 0,0015 | 5,17 |
| | Superior | 246 | 14 | 0,0015 | 5,17 |
| Tramo n° 2 | Inferior | 246 | 14 | 0,0015 | 5,17 |
| | Superior | 246 | 14 | 0,0015 | 5,17 |

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el número de barras longitudinal (N° barras) y la separación (Sc) a disponer será:

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_{gmin.}}{A_{\emptyset}} \quad N^{\circ}b_{Total.} = \frac{(L - 2x_{r_m})}{Sc} + 1$$

Tabla 3. 13 Designación del acero transversal en tramo y descanso.

| Posición | Cara | \emptyset | A_{\emptyset} | $A_{gmin.}$ | N° barras | Sc | L | $N^{\circ}b_{total.}$ | Designación |
|------------|----------|-------------|-----------------|-----------------|--------------------|------|-----|-----------------------|-------------------------|
| | | mm | cm ² | cm ² | | cm | cm | | |
| Tramo n° 1 | Inferior | 8 | 0,503 | 5,17 | 11 | 20 | 246 | 13 | 13 \emptyset 8 S/20cm |
| | Superior | 8 | 0,503 | 5,17 | 11 | 20 | 246 | 13 | 13 \emptyset 8 S/20cm |
| Tramo n° 2 | Inferior | 8 | 0,503 | 5,17 | 11 | 20 | 246 | 13 | 13 \emptyset 8 S/20cm |
| | Superior | 8 | 0,503 | 5,17 | 11 | 20 | 246 | 13 | 13 \emptyset 8 S/20cm |

Fuente: Elaboración propia

3.9.1.5 Verificación a corte

Datos:

$$V_{\max} = V_a = 32,64 \text{ KN.}$$

$$A_{\emptyset 10} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$F_{cd} = 140 \text{ KN/ cm}^2$$

1. Determinación de la resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante (f_{cv})

$$f_{cv} = 0,50 \times \sqrt{F_{cd}} = 0,50 \times \sqrt{140 \text{ KN/ cm}^2} = 5,92 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$f_{cv} = 0,059 \text{ KN/ cm}^2$$

2. La contribución del hormigón frente al cortante (V_{cu}).

$$V_{cu} = f_{cv} \times B \times d = (0,059 \text{ KN/cm}^2) \times 100\text{cm} \times 10,4\text{cm} = 61,36 \text{ KN}$$

Debe de cumplir:

$$V_{cu} \geq V_{\max}$$

$$61,36 \text{ KN} \geq 32,64 \text{ KN} \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

¡ NO NECESITA ARMADURA A CORTANTE!

Tabla 3. 14 Comparación de los resultados manual, con el programa Cypecad.

| Posición | | Cara | Cálculo manual | (A_{sm} cm ²) | Cálculo con programa | (A_{sp} cm ²) |
|---------------|-----------------------|----------|----------------|------------------------------|----------------------|------------------------------|
| Tramo n° 1 | Armadura longitudinal | superior | 6Ø10 c/20cm | 4,71 | 11Ø10 c/10cm | 8,64 |
| | | inferior | 8Ø10 c/15 cm | 6,28 | 11Ø10 c/10cm | 8,64 |
| | Armadura transversal | superior | 13Ø8 c/20cm | 6,54 | 14Ø8 c/20cm | 7,04 |
| | | inferior | 13Ø8 c/20cm | 6,54 | 15Ø8 c/20cm | 7,55 |
| Descanso | Armadura longitudinal | superior | 7Ø10 c/20 cm | 5,50 | 12Ø10 c/10cm | 9,42 |
| | | inferior | 7Ø10 c/20 cm | 5,50 | 12Ø10 c/10cm | 9,42 |
| Tramo n° 2 | Armadura longitudinal | superior | 6Ø10 c/20 cm | 4,71 | 11Ø10 c/10cm | 8,63 |
| | | inferior | 8Ø10 c/15cm | 6,28 | 11Ø10 c/10cm | 8,63 |
| | Armadura transversal | superior | 13Ø8 c/20cm | 6,54 | 13Ø8 c/20cm | 6,54 |
| | | inferior | 13Ø8 c/20cm | 6,54 | 13Ø8 c/20cm | 6,54 |

Fuente: Elaboración propia.

Por lo visto el diseño de la armadura de la escalera, se lo realizara con el cálculo manual; debido a que se tiene separaciones (S) constructivas, como también el armado es óptimo y económico para la ejecución del mismo.

3.6.2.1.2° Cargas para el diseño

El metrado de cargas, se lo puede apreciar más a detalle en Anexo A1. punto 1.3.1. En resumen, solo se mostrará las cargas de diseño para el cálculo estructural.

Tabla 3. 15 Cargas de diseño en el Modulo B.

| Cargas consideradas para la edificación (Modulo B) | | |
|--|---|--|
| Carga Permanente | Peso Propio | Para cada elemento. |
| | Peso de la calamina (DNE) | 0,04 KN/m ² = 4 Kg/m ² |
| Sobre Carga | Carga de granizo (S) | 0,9 KN/m ² = 90 Kg/m ² |
| | Carga de mantenimiento (Lv) | 1 KN/m ² = 100 Kg/m ² |
| Acción del Viento | Ambas presiones; Barlovento = 37,69 Kg/m ² Sotavento = 0 Kg/m ² | |

Fuente: Elaboración propia.

3.6.2.1.3° Comprobación de la flecha admisible (E.L.S.)

Es el primer paso que se debe de realizar, antes del dimensionamiento de los perfiles metálicos. En cubiertas metálicas, solo se tomará en cuenta las deformaciones instantáneas (según el código CBH. 87 en el punto: 9.9.10.4.3 inciso "g").

Se utilizó el programa Sap 2000, debido a su exactitud en la determinación de flechas, bajo cualquier combinación de cargas de servicio (Método LRFD), por lo tanto; se debe de cumplir:

$$\Delta_{\text{instantánea}} \leq \Delta_{\text{admisible}}$$

1. Determinación de la flecha admisible ($\Delta_{\text{admisible}}$).

Datos:

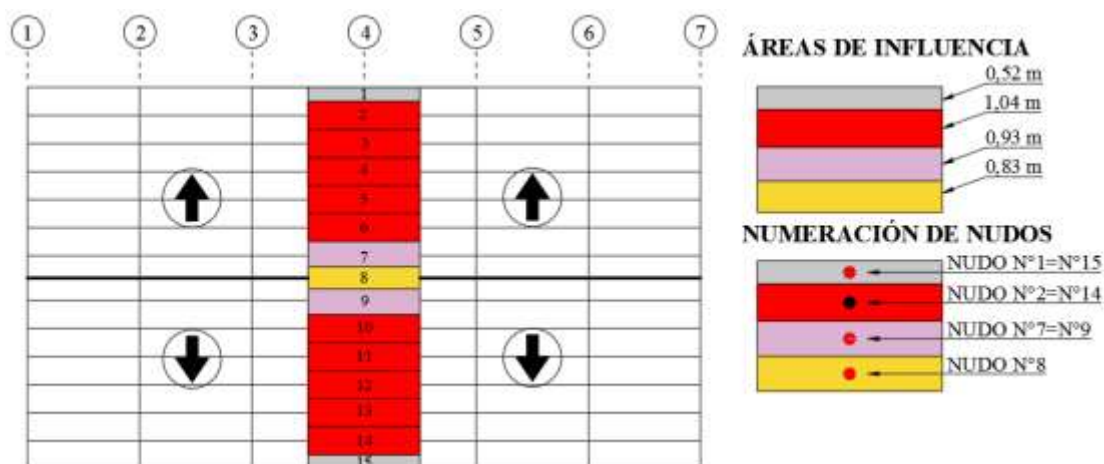
L= 12,1 m (Luz entre ejes de columnas)

$$\Delta_{\text{admisible}} = \frac{L}{300} = \frac{12.100 \text{ mm}}{300} = 40,33 \text{ mm}$$

2. Determinación de la flecha instantánea ($\Delta_{\text{instantánea}}$).

2.1. Las cargas (permanentes y variables), fueron introducidas en los nudos de manera puntual; multiplicando las mismas, por su respectiva área de influencia, así mismo la carga de viento (Barlovento), descompuesta (en el nudo) en los ejes "X y Z"; por el ángulo de inclinación de la cubierta ($\alpha = 15^\circ$).

Figura 3. 33 Área de influencia, en los nudos de la cercha metálica.



Fuente: Elaboración propia.

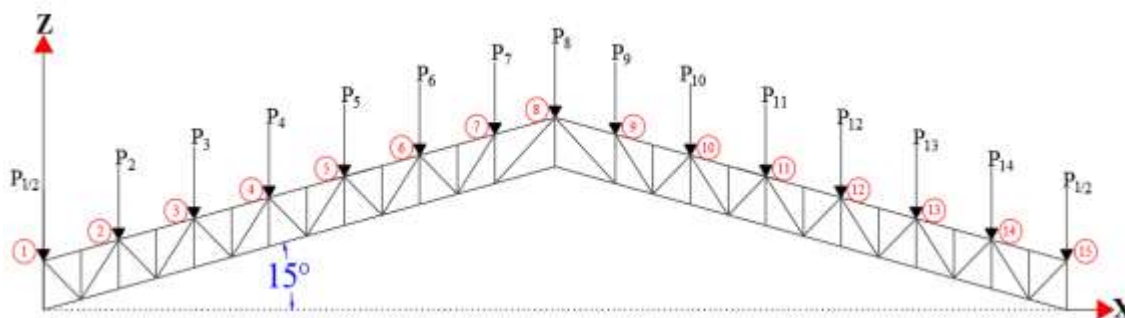
Las cargas aplicadas de manera puntual (ver la Figura 3.34), se pueden apreciar en la siguiente Tabla 3.16. Se asumió para el análisis de deflexiones, perfiles: costanera simple 80x40x15x2 (para la celosía), y costanera 100x50x15x2 (para las correas, con un peso de 3,40 Kg/m).

Tabla 3. 16 Cargas puntuales en los nudos (KN).

| N° DE NUDO | Ancho (m) | Largo (m) | Calamina (DNE) | Correas (DNE) | Sobrecarga (Lv) | Granizo (S) | Barlovento | |
|------------|-----------|-----------|----------------|---------------|-----------------|-------------|------------|------|
| | | | | | | | X | Z |
| 1 | 0,52 | 4 | 0,08 | 0,14 | 2,08 | 1,87 | 0,2 | 0,75 |
| 2 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | 0,41 | 1,52 |
| 3 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | 0,41 | 1,52 |
| 4 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | 0,41 | 1,52 |
| 5 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | 0,41 | 1,52 |
| 6 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | 0,41 | 1,52 |
| 7 | 0,93 | 4 | 0,15 | 0,14 | 3,72 | 3,35 | 0,36 | 1,35 |
| 8 | 0,83 | 4 | 0,13 | 0,14 | 3,32 | 2,99 | 0,60 | 0,16 |
| 9 | 0,93 | 4 | 0,15 | 0,14 | 3,72 | 3,35 | - | - |
| 10 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | - | - |
| 11 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | - | - |
| 12 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | - | - |
| 13 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | - | - |
| 14 | 1,04 | 4 | 0,17 | 0,14 | 4,16 | 3,74 | - | - |
| 15 | 0,52 | 4 | 0,08 | 0,14 | 2,08 | 1,87 | - | - |

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3. 34 Numeración de nudos, de las cargas puntuales.



Fuente: Elaboración propia.

La combinación de cargas en servicio, para el cálculo de la deflexión instantánea, será:

$$E. L. S. = (\text{Peso propio})DN + \text{Calamina}(DNE) + \text{Correas}(DNE) + \text{Sobrecarga } (Lv)$$

De esta manera, la “ $\Delta_{\text{instantánea}}$ ”; fue analizada en el programa Sap 2000.

Figura 3. 35 Calculo de la Δ (instantánea).



Fuente: Sap 2000.

$$U3 = \Delta_{\text{instantánea}} = 23,04 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{instantánea}} \leq \Delta_{\text{admisible}}$$

$$23,04 \text{ mm} \leq 40,33 \text{ mm} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Se debe de resaltar, que esta deflexión; disminuirá una vez ya dimensionado los perfiles de diseño, de manera que ya no se necesita realizar la verificación de flechas.

3.6.2.2° Combinaciones de Diseño en base factores de carga y resistencia (LRFD).

La carga última o requerida (U) de la combinación de carga más desfavorable, según el método L.R.F.D. será definido según la Tabla 3.14.

Tabla 3. 17 Combinación de carga más desfavorables, método LRFD.

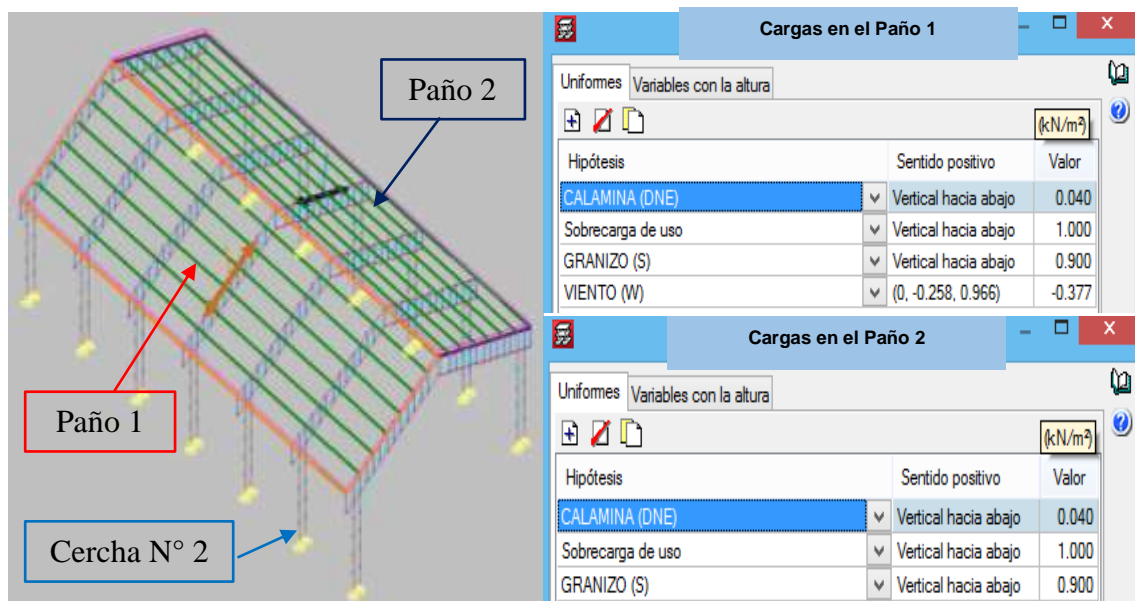
| COMBINACIONES (LRFD) | | CARGA | VALOR |
|----------------------|------------------------|--------|--------------------|
| 1) | $U = 1,4xDNE + L$ | 5,6 | Kg/m ² |
| 2) | $U = 1,2xDNE + 0,5xS$ | 49,8 | Kg/ m ² |
| 3) | $U = 1,2xDNE + 1,6xLv$ | 164,8 | Kg/ m ² |
| 4) | $U = 1,2xDNE + 1,6xS$ | 148,8 | Kg/ m ² |
| 5) | $U = 1,2xDNE + 1,3xW$ | 53,797 | Kg/ m ² |

Fuente: Elaboración propia.

Se escogerá la combinación n° 3 al ser la más desfavorable, para el dimensionamiento y diseño, de los elementos estructurales.

3.6.2.2.1° Cálculo y dimensionamiento de los perfiles metálicos en el programa Cype-3D

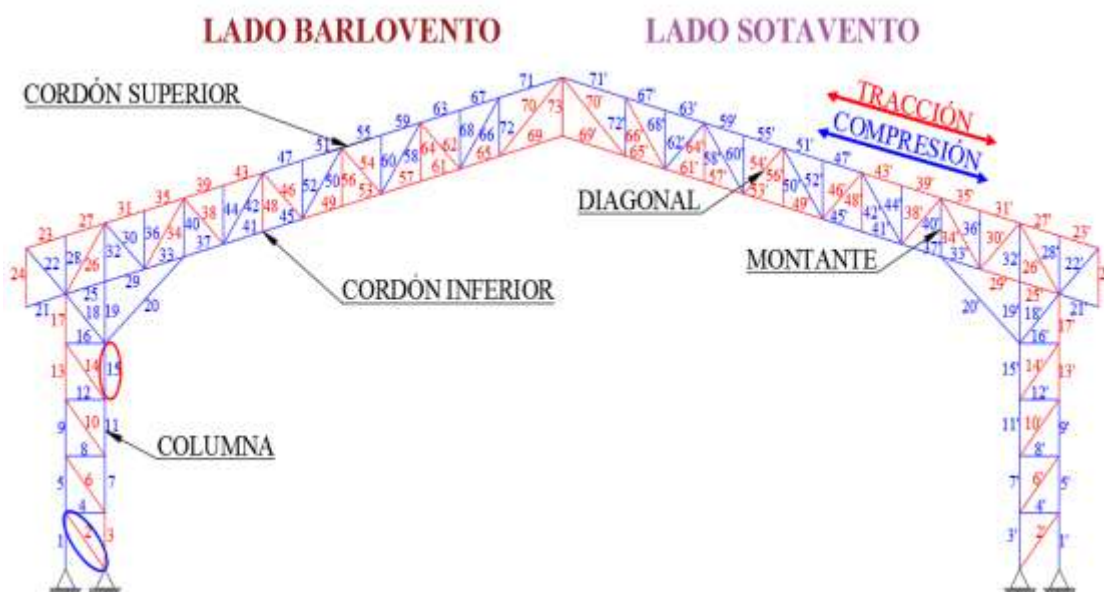
Las cargas fueron introducidas en unidad de área (m²) en toda la cubierta (Paños), de esta forma poder realizar un análisis completo; del diseño y dimensionamientos de los perfiles metálicos, gracias a las herramientas proporcionadas por el programa.

Figura 3. 36 Introducción de cargas en el programa Cype-3D.

Fuente: Cype-3D

Cargada la estructura, la cercha n°2 es la más solicitada; realizando de esta, el dimensionamiento y diseño de sus elementos estructurales.

Figura 3. 37 Barras en tracción y compresión de la cercha metlica.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. 18 Fuerzas axiales de tracción y compresión (Lado Barlovento).

| ESFUERZOS EN LAS BARRAS (KN) | | | | | |
|------------------------------|--------------|----------------|----|--------------|----------------|
| N° | Fuerza Axial | Comportamiento | N° | Fuerza Axial | Comportamiento |
| 1 | 93,31 | compresión | 19 | 31,10 | compresión |
| 2 | 47,39 | tracción | 20 | 75,01 | compresión |
| 3 | 13,59 | tracción | 21 | 0,005 | compresión |
| 4 | 30,33 | compresión | 22 | 4,65 | compresión |
| 5 | 56,85 | compresión | 23 | 3,43 | tracción |
| 6 | 47,39 | tracción | 24 | 0,043 | tracción |
| 7 | 35,13 | compresión | 25 | 2,20 | compresión |
| 8 | 30,33 | compresión | 26 | 35,49 | tracción |
| 9 | 20,39 | compresión | 27 | 3,44 | tracción |
| 10 | 47,39 | tracción | 28 | 0,063 | compresión |
| 11 | 71,46 | compresión | 29 | 2,20 | compresión |
| 12 | 30,33 | compresión | 30 | 4,41 | compresión |
| 13 | 16,10 | tracción | 31 | 24,81 | tracción |
| 14 | 47,39 | tracción | 32 | 31,04 | compresión |
| 15 | 107,81 | compresión | 33 | 8,20 | compresión |
| 16 | 30,33 | compresión | 34 | 5,88 | tracción |
| 17 | 52,56 | tracción | 35 | 24,81 | tracción |
| 18 | 35,86 | compresión | 36 | 0,063 | compresión |

Fuente: Cype – 3D.

Tabla 3. 18 Fuerzas axiales de tracción y compresión (Lado Barlovento).

| ESFUERZOS EN LAS BARRAS (KN) | | | | | |
|------------------------------|--------------|----------------|----|--------------|----------------|
| N° | Fuerza Axial | Comportamiento | N° | Fuerza Axial | Comportamiento |
| 37 | 57,40 | compresión | 56 | 0,063 | tracción |
| 38 | 29,89 | tracción | 57 | 34,70 | tracción |
| 39 | 9,49 | tracción | 58 | 15,04 | compresión |
| 40 | 35,97 | compresión | 59 | 57,60 | compresión |
| 41 | 18,26 | compresión | 60 | 0,063 | compresión |
| 42 | 38,57 | compresión | 61 | 34,79 | tracción |
| 43 | 9,49 | tracción | 62 | 3,94 | tracción |
| 44 | 0,063 | compresión | 63 | 68,19 | compresión |
| 45 | 18,26 | compresión | 64 | 0,063 | tracción |
| 46 | 20,80 | tracción | 65 | 38,68 | tracción |
| 47 | 33,61 | compresión | 66 | 4,95 | compresión |
| 48 | 0,063 | tracción | 67 | 68,19 | compresión |
| 49 | 17,51 | tracción | 68 | 0,063 | compresión |
| 50 | 26,78 | compresión | 69 | 32,17 | tracción |
| 51 | 33,61 | compresión | 70 | 9,11 | tracción |
| 52 | 0,063 | compresión | 71 | 70,01 | compresión |
| 53 | 17,51 | tracción | 72 | 4,82 | compresión |
| 54 | 11,74 | tracción | 73 | 16,65 | tracción |
| 55 | 57,60 | compresión | | | |

Fuente: Cype – 3D.

Tabla 3. 19 Fuerzas axiales de tracción y compresión (Lado Sotavento).

| ESFUERZOS EN LAS BARRAS (KN) | | | | | |
|------------------------------|--------------|----------------|-----|--------------|----------------|
| N° | Fuerza Axial | Comportamiento | N° | Fuerza Axial | Comportamiento |
| 1' | 93,31 | compresión | 11' | 71,47 | compresión |
| 2' | 47,39 | tracción | 12' | 30,33 | compresión |
| 3' | 14,20 | tracción | 13' | 16,11 | tracción |
| 4' | 30,33 | compresión | 14' | 47,39 | compresión |
| 5' | 56,85 | compresión | 15' | 107,81 | compresión |
| 6' | 47,39 | tracción | 16' | 30,33 | compresión |
| 7' | 35,13 | compresión | 17' | 52,56 | Tracción |
| 8' | 30,33 | compresión | 18' | 35,86 | compresión |
| 9' | 20,39 | compresión | 19' | 31,10 | compresión |
| 10' | 47,39 | tracción | 20' | 75,01 | compresión |

Fuente: Cype – 3D.

Tabla 3. 19 Fuerzas axiales de tracción y compresión (Lado Sotavento).

| ESFUERZOS EN LAS BARRAS (KN) | | | | | |
|------------------------------|--------------|----------------|-----|--------------|----------------|
| N° | Fuerza Axial | Comportamiento | N° | Fuerza Axial | Comportamiento |
| 21' | 0,005 | compresión | 47' | 33,61 | compresión |
| 22' | 4,65 | compresión | 48' | 0,063 | tracción |
| 23' | 3,44 | tracción | 49' | 20,76 | tracción |
| 24' | 0,043 | tracción | 50' | 26,78 | compresión |
| 25' | 3,77 | tracción | 51' | 33,60 | compresión |
| 26' | 35,49 | tracción | 52' | 0,063 | compresión |
| 27' | 3,44 | tracción | 53' | 20,76 | tracción |
| 28' | 0,063 | compresión | 54' | 11,74 | tracción |
| 29' | 3,77 | tracción | 55' | 57,60 | compresión |
| 30' | 3,58 | tracción | 56' | 0,063 | tracción |
| 31' | 24,81 | tracción | 57' | 34,79 | tracción |
| 32' | 31,04 | compresión | 58' | 15,04 | compresión |
| 33' | 8,38 | tracción | 59' | 57,60 | compresión |
| 34' | 4,52 | compresión | 60' | 0,063 | compresión |
| 35' | 24,81 | tracción | 61' | 34,79 | tracción |
| 36' | 0,063 | compresión | 62' | 2,87 | compresión |
| 37' | 57,41 | compresión | 63' | 68,19 | compresión |
| 38' | 29,89 | tracción | 64' | 0,063 | tracción |
| 39' | 3,86 | tracción | 65' | 38,68 | tracción |
| 40' | 35,97 | compresión | 66' | 3,84 | tracción |
| 41' | 13,21 | compresión | 67' | 68,19 | compresión |
| 42 | 38,57 | compresión | 68' | 0,063 | compresión |
| 43 | 3,86 | tracción | 69' | 32,17 | tracción |
| 44 | 0,063 | compresión | 70' | 13,21 | tracción |
| 45 | 13,21 | compresión | 71' | 70,09 | compresión |
| 46 | 20,80 | tracción | 72' | 7,02 | compresión |

Fuente: Cype – 3D.

El dimensionamiento de las secciones, se lo realizara en dos grupos: Grupo n°1; cordón superior, cordón inferior y columnas, Grupo n°2; diagonales y montantes. Las secciones de diseño, serán elegidos de manera constructiva; una misma sección para el “Grupo n° 1”; como para para el “Grupo n° 2”. El diseño de los perfiles, se llevará a cabo, con las máximas sollicitaciones de tracción o compresión de cada grupo.

Tabla 3. 20 Solicitaciones máximas de diseño en tracción y compresión.

| Solicitación máximas de tracción y compresión (KN). | | |
|---|--------|------------|
| Grupo n°1 (N°15) | 107,81 | compresión |
| Grupo n° 2 (N°2) | 47,39 | tracción |

Fuente: Cype – 3D.

3.6.2.3° Diseño de elementos a tensión o tracción (Grupo n°2)

1. Se buscar un área mínima “ A_{\min} ”, despejado de la ecuación de la carga factorizada.

$$\phi_t \times P_n \geq P_u \rightarrow \phi_t \times F_y \times A_{\min} \geq P_u \rightarrow A_{\min} \geq \frac{P_u}{\phi_t \times F_y}$$

Datos:

$$P_u = 47,39 \text{ KN}$$

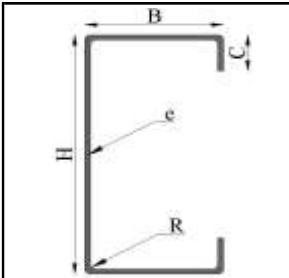
$$\phi_t = 0,95 \quad (\text{Factor de resistencia, para elementos a tensión, según la Tabla A1. 3}).$$

$$F_y = 25,30 \text{ KN/cm}^2 \quad (\text{Tensión de fluencia del acero A-36, ver Tabla A1.4})$$

$$A_{\min} = \frac{47,39 \text{ KN}}{0,95 \times 25,30 \text{ KN/cm}^2} = 1,97 \text{ cm}^2$$

2. Se escoge el perfil; Costanera 80x40x15x2, cuyas propiedades geométricas (A_g), son mayores a " A_{\min} ".

Tabla 3. 21 Propiedades geométricas de la sección costanera 80x40x15x2.

|  | Propiedades Generales (mm) | | | | |
|---|----------------------------|-------|---------------|-------|---|
| | H | B | C | e | R |
| | 80 | 40 | 15 | 2 | 2 |
| Propiedades Geométricas | | | | | |
| Área | I_x | r_x | I_y | r_y | |
| cm^2 | cm^4 | cm | cm^4 | cm | |
| 3,54 | 35,25 | 3,16 | 8,97 | 1,51 | |

Fuente: Empresa ENABOLCO.

3. Se procede a calcular la resistencia de cálculo del miembro a tensión ($\phi_t \times P_n$).

$$\phi_t \times P_n = \phi_t \times A_g \times F_y = 0,95 \times 3,54 \text{ cm}^2 \times 25,30 \text{ KN/cm}^2 = 85,08 \text{ KN}$$

4. Se verifica el elemento a tracción, de tal manera que cumpla:

$$\phi_t \times P_n \geq P_u$$

$$85,08 \text{ KN} \geq 47,39 \text{ KN} \text{ ; CUMPLE}$$

Disponer: “Costanera simple 80x40x15x2”, para secciones; montantes y diagonales.

3.6.2.4° Diseño de miembros a compresión (Grupo N°1)

Datos:

$$P_u = 107,81 \text{ KN}$$

$$L = 60,00 \text{ cm}$$

$$K = 0,65$$

(Coeficiente de pandeo, según la Tabla A1.5).

$$F_y = 25,30 \text{ KN/cm}^2$$

(Tensión de fluencia para aceros A-36, según la Tabla A1.4).

$$E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$$

1. Se selecciona un perfil metálico, cuya esbeltez a compresión sea menor que 200; para evitar el pandeo flexionante (pandeo de Euler).

Tabla 3. 22 Propiedades geométricas de la sección cajón costanera 80x15x40x2.

| Propiedades Generales (mm) | | | | |
|----------------------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|
| H | B | C | e | R |
| 80 | 40 | 15 | 2 | 2 |
| Propiedades Geométricas | | | | |
| Área | I _x | r _x | I _y | r _y |
| cm ² | cm ⁴ | cm | cm ⁴ | cm |
| 7,28 | 73,67 | 3,18 | 63,28 | 2,95 |

Fuente: Empresa ENABOLCO.

Por lo tanto:

$$\frac{KL}{r_{\min.}} \leq 200 \rightarrow \frac{0,65 \times 60 \text{ cm}}{2,95 \text{ cm}} \leq 200 \rightarrow 13,22 \leq 200 \text{ ¡CUMPLE!}$$

2. Determinación de la resistencia de cálculo a compresión ($\phi_c \times P_n$).

$$\phi_c \times P_n = \phi_c \times F_{cr} \times A_b$$

2.1. Cálculo del esfuerzo de pandeo flexionante (F_{cr}).

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \times F_y$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \leq 1,5 \rightarrow F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \times F_y \\ \text{b) } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} > 1,5 \rightarrow F_{cr} = (0,877) \times F_e \end{array} \right\} \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \leq 1,5$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{25,30 \text{ KN/cm}^2}{1.128,3 \text{ KN/cm}^2}} \leq 1,5 \rightarrow 0,15 \leq 1,5 \text{ ¡Usar el inciso (a)!}$$

2.1.1 Cálculo del esfuerzo de pandeo crítico elástico (F_e).

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left[\frac{KL}{r_{\min.}} \right]^2} = \frac{3,14^2 \times 20.000 \text{ KN/cm}^2}{13,22^2} = 1.128,30 \text{ KN/cm}^2$$

Por lo tanto: $F_{cr} = (0,658^{\lambda c^2}) \times F_y = 0,658^{0,15^2} \times 25,30 \text{ KN/cm}^2 = 25,06 \text{ KN/cm}^2$

2.2. Se recomienda evitar el pandeo local (abolladuras), cumpliendo la siguiente relación, que es proporcionada por las especificaciones AISI-96.

$$\lambda \leq 0,673$$

Se verificará la abolladura en la sección más crítica (alma) de la sección.

Datos:

$k = 4$ (Para elementos rigidizados en ambos extremos, ver AISI.96, apartado B2.1).

$h = 80 \text{ mm}$

$t = r = 2 \text{ mm}$

$F_{cr} = 0,251 \text{ KN/mm}^2$

$E = 200 \text{ KN/mm}^2$

Donde:

$$w = h - 2xt - 2r = 80 \text{ mm} - 2 \times 2 \text{ mm} - 2 \times 2 \text{ mm} = 72 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \times \frac{w}{t} \times \sqrt{\frac{F_{cr}}{E}} \leq 0,673$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \times \frac{72 \text{ mm}}{2 \text{ mm}} \times \sqrt{\frac{0,251 \text{ KN/mm}^2}{200 \text{ KN/mm}^2}} \leq 0,673$$

$$0,671 \leq 0,673$$

¡NO SE PRODUCE ABOLLADURA!

Por lo tanto, la resistencia de cálculo a compresión ($\phi_c \times P_n$) será:

Datos:

$\phi_c = 0,85$ (Factor de resistencia, para elementos a compresión, ver Tabla A1.3)

$$\phi_c \times P_n = \phi_c \times F_{cr} \times A_b = 0,85 \times 25,06 \text{ KN/cm}^2 \times 7,28 \text{ cm}^2 = 155,07 \text{ KN}$$

2.3. Se verificará que los esfuerzos, cumplan la relación:

$$\phi_c \times P_n \geq P_u$$

$$155,07 \text{ KN} \geq 107,81 \text{ KN} \text{ ¡CUMPLE!}$$

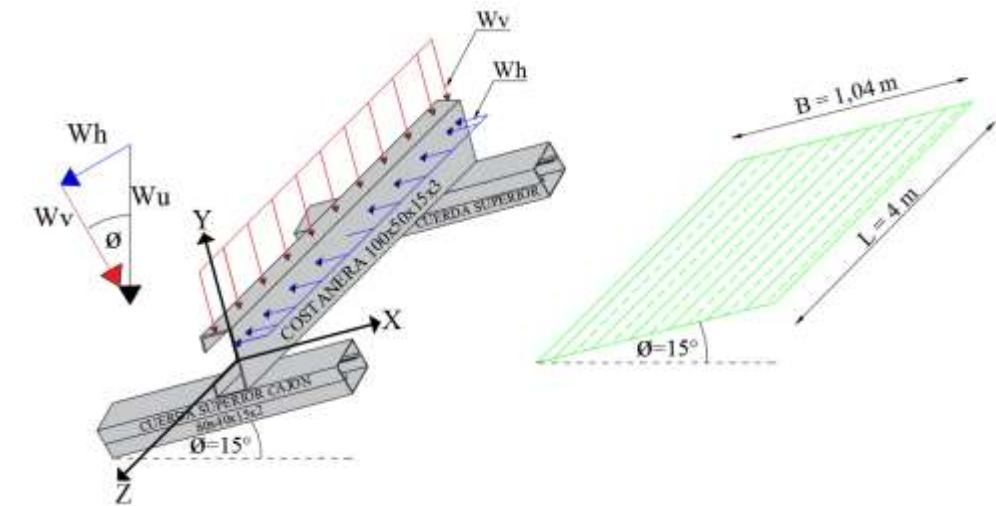
Disponer: “**Costanera doble 80x40x15x2**”, para secciones; cuerda superior, inferior y sección de columnas.

3.6.2.5° Diseño de miembros a flexión.

Las correas, sometidas a esfuerzos por flexión; se analizarán en sus dos planos: “z, y”, “z, x”, debido a la inclinación ocasionada por el ángulo (θ) de la cubierta. De manera

que la carga de diseño (W_u), será descompuesta y analizada (W_v , W_h), en sus respectivos planos de cálculo.

Figura 3. 38 Descomposición de la carga de diseño (W_u).



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

Peso de la calamina (DNE) = $4 \text{ kg/m}^2 \times 1,04 \text{ m} = 4,16 \text{ kg/m}$

Peso de la correa “Costanera 100x50x15x2 (DN)” = $3,40 \text{ kg/m}^2 \times 1,04 \text{ m} = 3,54 \text{ kg/m}$

Carga de mantenimiento (L_{vd}) = $100 \text{ kg/ m}^2 \times 1,04 \text{ m} = 104 \text{ kg/m}$

Granizo (S) = $90 \text{ kg/ m}^2 \times 1,04 \text{ m} = 93,60 \text{ kg/m}$

Viento (W) = $37,69 \text{ kg/ m}^2 \times 1,04 \text{ m} = 39,20 \text{ kg/m}$

La combinación de cargas más desfavorable para el diseño, según el Método L.R.F.D, será:

Combinaciones:

a) $W_u = 1,4 \times DN + 1,4 \times DNE = 10,78 \text{ kg/m}$

b) $W_u = 1,2 \times DN + 1,2 \times DNE + 0,5 \times S = 56,04 \text{ kg/m}$

c) $W_u = 1,2 \times DN + 1,2 \times DNE + 1,6 \times L_v = 175,64 \text{ kg/m}$

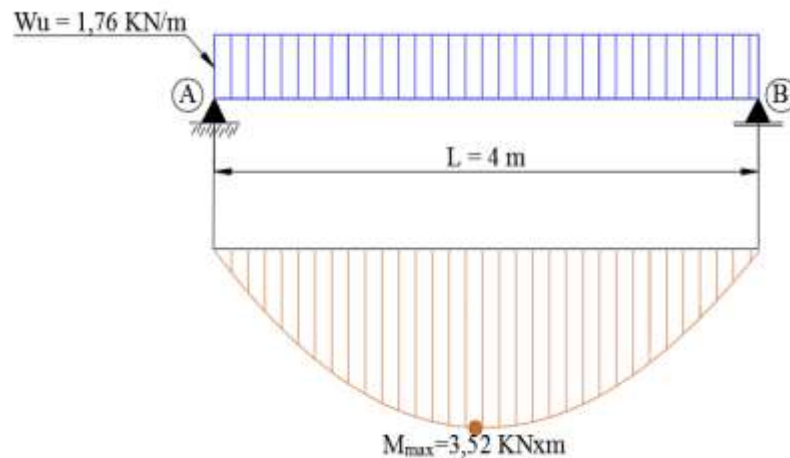
d) $W_u = 1,2 \times DN + 1,2 \times DNE + 1,3 \times W = 60,20 \text{ kg/m}$

La carga de diseño (W_u), será:

$$W_u = 175,64 \text{ kg/m} = 1,76 \text{ KN/m}$$

Determinado la carga de diseño (W_u), se procedió al cálculo de los momentos máximos (M_{zy} , M_{zx}), en sus respectivos planos de cálculo (“z,y” ,”z,x”).

Figura 3. 39 Diagrama del momento máximo (M (max)) de diseño.



Fuente: Elaboración propia.

$$M_{\max} = \frac{W_u \times L^2}{8} = \frac{1,76 \text{ kN/m} \times (4 \text{ m})^2}{8} = 3,52 \text{ kNxm}$$

Debido al ángulo de inclinación de la cubierta ($\emptyset = 15^\circ$):

$$M_{zx} = M_{\max} \times \text{sen}(\emptyset) = 3,52 \text{ kNxm} \times \text{sen}(15^\circ) = 0,91 \text{ kNxm}$$

$$M_{zy} = M_{\max} \times \text{cos}(\emptyset) = 3,52 \text{ kNxm} \times \text{cos}(15^\circ) = 3,40 \text{ kNxm}$$

Obtenido los momentos de diseño, se procede a dimensionar el perfil metálico, siguiendo los siguientes pasos:

1. La resistencia de cálculo a flexión ($\emptyset_f \times M_n$), debe ser mayor al momento último de diseño (M_u), por lo tanto, se elegirá el momento de diseño (M_{zx}); debido a que es el plano donde la inercia de la sección es débil, para el dimensionamiento de la correa.

$$\emptyset_f \times M_n \geq M_u$$

2. Se busca un módulo de sección mínimo ($S_{\min.}$) necesario, para que la sección pueda resistir la carga factorizada (M_{zx}).

Datos:

$$F_y = 253.109,30 \text{ kN/m}^2$$

$\emptyset_f = 0,95$ (factor de resistencia, para elementos a flexión, ver Tabla A1.3)

$$S_{\min} \geq \frac{M_{(zx)}}{\emptyset_f \times F_y} = \frac{0,91 \text{ kNxm}}{0,95 \times 253.109,30 \text{ kN/m}^2} \times 100^3 = 3,94 \text{ cm}^3$$

3. Se escoge un perfil, que tenga un módulo de sección (S) superior al mínimo ($S_{\min.}$).

Tabla 3. 23 Geometría de la sección cajón costanera 100x50x15x3.

| Propiedades Generales (mm) | | | | |
|----------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| H | B | C | e | R |
| 100 | 50 | 15 | 3 | 3 |
| Propiedades Geométricas | | | | |
| Área | I _x | S _x | I _y | S _y |
| cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm ⁴ | cm ³ |
| 6,31 | 97,76 | 19,55 | 19,74 | 6,11 |

Fuente: Empresa ENABOLCO.

4. Determinación de la resistencia de cálculo a flexión ($\emptyset_f \times M_{n(zy)}$, $\emptyset_f \times M_{n(zx)}$).

$$\emptyset_f \times M_{n(zy)} = \emptyset_f \times M_{zy} = \emptyset_f \times F_y \times S_x = \frac{(0,95 \times 25,30 \text{ KN/cm}^2 \times 19,55 \text{ cm}^3)}{100} = 4,70 \text{ KNxm}$$

$$\emptyset_f \times M_{n(zx)} = \emptyset_f \times M_{zx} = \emptyset_f \times F_y \times S_y = \frac{(0,95 \times 25,30 \text{ KN/cm}^2 \times 6,11 \text{ cm}^3)}{100} = 1,47 \text{ KNxm}$$

5. Se debe cumplir el punto n°1, del diseño a flexión en ambos planos.

$$\emptyset_f \times M_{n(zy)} \geq M_{(zy)}$$

$$4,70 \text{ KNxm} \geq 3,40 \text{ KNxm}$$

¡CUMPLE!

$$\emptyset_f \times M_{n(zx)} \geq M_{(zx)}$$

$$1,47 \text{ KNxm} \geq 0,91 \text{ KNxm}$$

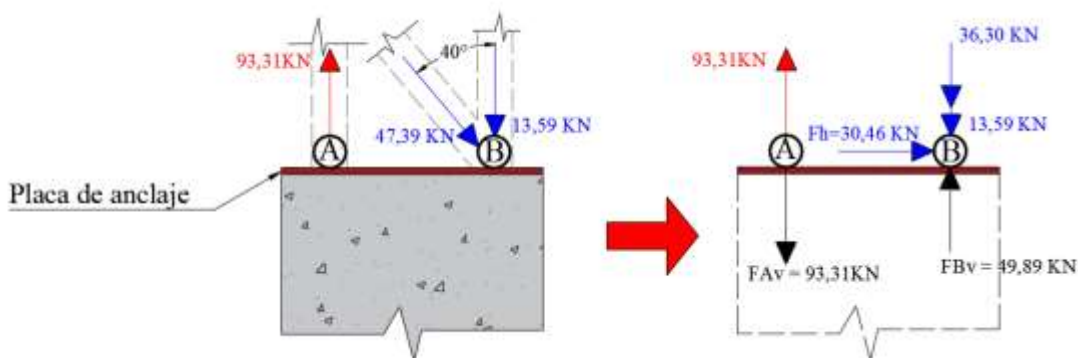
¡CUMPLE!

Disponer: Perfil “Costanera 100x50x15x3”, para sección de correas.

3.6.3° Diseño de la placa de anclaje

Del apoyo en la columna n° 2, se tiene las siguientes cargas axiales, mostradas en el diagrama de cuerpo libre.

Figura 3. 40 Diagrama de cuerpo libre en cabeza de pilar.



Fuente: Elaboración propia.

La carga de diseño para la placa de anclaje y los pernos, será aquella fuerza axial (F_{Bv}), que trata de levanta la misma:

$$P_u = F_{Bv} = 49,89 \text{ KN}$$

3.6.3.1° Cálculo del área de la placa

1. Se debe determina el área mínima (A_{\min}), respecto a los apoyos de las columnas metálicas.

Datos:

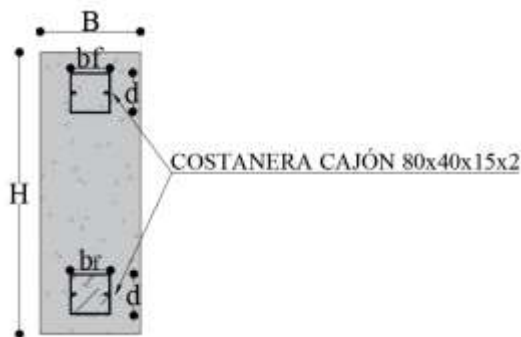
$$b_f = 8 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm} \quad A_{\min} = 2 \times b_f \times d$$

$$B = 40 \text{ cm} \quad A_{\min} = 2 \times 8 \text{ cm} \times 8 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm} \quad A_{\min} = 128 \text{ cm}^2$$

Figura 3. 41 Dimensiones de la columna metálica.



Fuente: Elaboración propia.

2. Se debe determinar el área requerida (A_r).

Datos:

$P_u = 49,89 \text{ KN}$ (Carga máxima de tracción).

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$ (Cuando el área de la columna de concreto es mayor al área de la placa base).

$$F_{cd} = 1,4 \text{ KN/cm}^2$$

$\phi_c = 0,65$ (Factor de reducción de placas base).

$$A_r = \frac{P_u}{\phi_c \times 0,85 \times F_{cd} \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} = \frac{49,89 \text{ KN}}{0,65 \times 0,85 \times 1,4 \text{ KN/cm}^2 \times 2} = 32,25 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_{\min} > A_r$$

El área gobernante es: $A_{\min} = 128 \text{ cm}^2$

3. El " A_{\min} " es inaceptable; porque no cubre toda la sección de la columna de hormigón. Por lo tanto, se debe disponer un área constructiva (A_c); con dimensiones (H, B) iguales a la columna.

Datos:

$$B = 40 \text{ cm} ; H = 60 \text{ cm}$$

$$A_c = B \times H = 40 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} = 2.400 \text{ cm}^2$$

3.6.3.2° Espesor de la placa (t)

1. El espesor de la placa de anclaje, será determinada con la siguiente fórmula.

Dato:

$$P_u = 49,89 \text{ KN}$$

$$F_y = 25,30 \text{ KN/cm}^2$$

Donde “ ℓ ”, es el mayor de “m y n”:

$$m = \frac{H - 0,95x_d}{2} = \frac{60\text{cm} - 0,95 \times 8\text{cm}}{2} = 26,2 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8x_b_f}{2} = \frac{40\text{cm} - 0,8 \times 8\text{cm}}{2} = 16,8 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} m = 26,2 \text{ cm} \\ n = 16,8 \text{ cm} \end{array} \right\} \ell = m = 26,2 \text{ cm}$$

$$t = \ell \times \sqrt{\frac{2 \times P_u}{0,9 \times F_y \times B \times H}} = 26,2 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{2 \times 49,89 \text{ KN}}{0,9 \times 25,30 \text{ KN/cm}^2 \times 40\text{cm} \times 60\text{cm}}} = 1,12 \text{ cm}$$

Constructivamente se dispondrá un espesor de placa de anclaje; $t = 1,50 \text{ cm}$

Usar: **Placa de anclaje de; de 15 mm de espesor (t), de dimensiones 40x60 cm; con perfiles angulares (L) de “1/8” (3 mm) de espesor x 2”, resistencia de acero A-36.**

3.6.3.3° Diseño de pernos de anclaje.

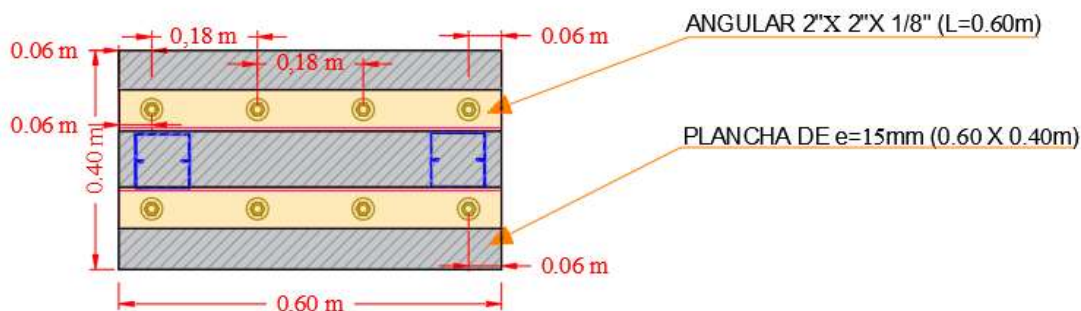
El número de pernos ($N^{\circ}p$), estará en función de las dimensiones de la placa de anclaje.

Para la placa de anclaje disponible, por sus dimensiones (40x60 cm), se dispondrá:

$$N^{\circ}p = 8$$

La justificación del “ $N^{\circ}p$ ”, según las especificaciones AISC.10 (apartado J3.5), es la siguiente:” La separación máxima (S) de centro a centro de tornillos sometidos a la corrosión atmosférica, no debe ser mayor a 7 plg (180 mm)”.

Figura 3. 42 Separación (S) y número de pernos ($N^{\circ}p$) de anclaje.



Fuente: Elaboración propia.

El cálculo del diámetro de los pernos, se realizará; con la fuerza axial máxima de tracción (F_v) que soporta cada perno. La fuerza de tracción (F_{Bv}), que trata de levantar la placa de anclaje junto con los pernos de sujeción, será distribuida entre el número de pernos ($N^{\circ}p$), para el cálculo de tracción (F_v) que cada perno resiste.

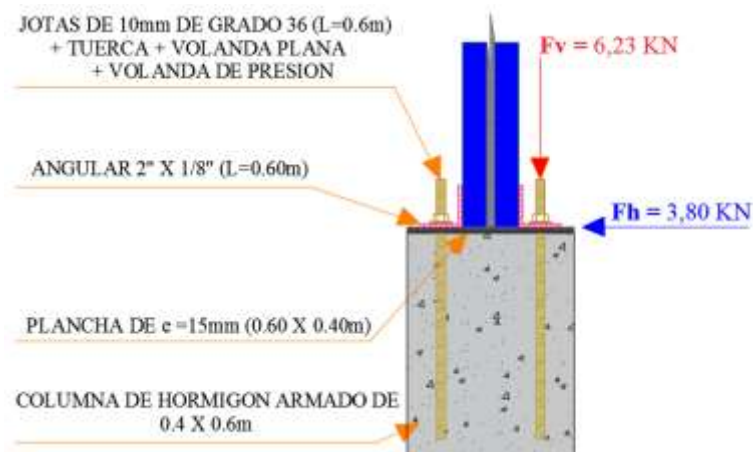
Datos:

$$F_{Bv} = 49,89 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{F_{Bv}}{N^{\circ}p} = \frac{49,89 \text{ KN}}{8} = 6,23 \text{ KN}$$

$$F_h = \frac{F_{Bh}}{N^{\circ}p} = \frac{30,46 \text{ KN}}{8} = 3,80 \text{ KN}$$

Figura 3. 43 Fuerzas axiales en el perno de anclaje.



Fuente: Elaboración propia.

Se siguió los siguientes pasos, para el cálculo del diámetro y verificación del mismo.

1. Cálculo del área del perno (A_p).

Datos:

$$F_v = 6,23 \text{ KN}$$

$$\phi_t = 0,75 \text{ (factor de resistencia, tensión nominal).}$$

$$F_u = 40 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Tensión ultima, para pernos Gr-36, ver Tabla A1. 8).}$$

$$A_p = \frac{F_v}{\phi_t \times F_u} = \frac{6,23 \text{ KN}}{0,75 \times 40 \text{ KN/cm}^2} = 0,208 \text{ cm}^2$$

2. El diámetro (d) del perno será:

$$d = \sqrt{\frac{4 \times A_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,208 \text{ cm}^2}{\pi}} = 0,515 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

Se optará, un diámetro constructivo; $d_c = 1 \text{ cm}$

3. Se debe verificar, que cumpla la siguiente relación: $R_n \geq F_V$

Datos: $R_n = \phi t \times F_u \times A_{\phi 10}$

$$A_{\phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2 \quad R_n = 0,75 \times 40 \text{ KN/cm}^2 \times 0,785 \text{ cm}^2 = 23,55 \text{ KN}$$

$$R_n \geq F_V$$

$$23,55 \text{ KN} \geq 6,23 \text{ KN} \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

Usar: **8 Ø 10**, por cada plancha metálica.

3.6.3.4° Longitud de anclaje de los pernos (L_b)

Datos:

$F_{cd} = 1,4 \text{ KN/cm}^2$ (Resistencia de cálculo del hormigón H 21 Mpa).

$F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$ (Resistencia mínima a tensión del perno Gr 36, ver Tabla A1.8).

$d = 1 \text{ cm}$

En la posición de buena adherencia según la CBH-87, capítulo 12:

$$T_{bu} = 0,9 \times \sqrt[3]{F_{cd}^2} = 0,9 \times \sqrt[3]{(1,4 \text{ KN/cm}^2)^2} = 1,13 \text{ KN/cm}^2$$

$$L_b = \frac{D \times F_u}{4 \times T_{bu}} = \frac{1 \text{ cm} \times 40 \text{ KN/cm}^2}{4 \times 1,13 \text{ KN/cm}^2} = 8,85 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

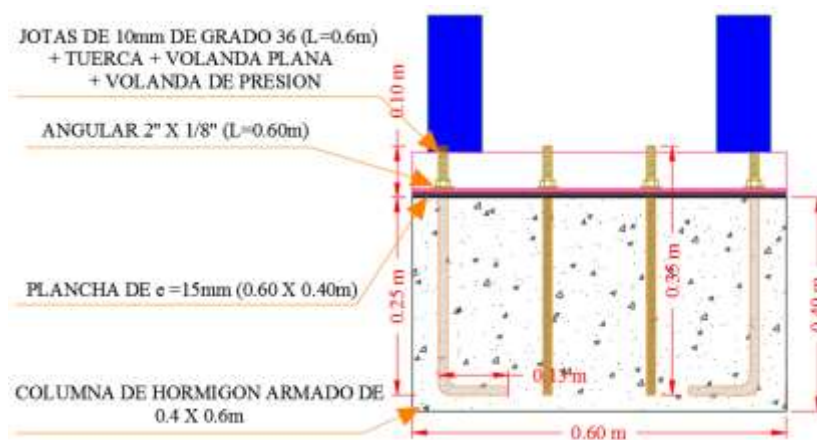
La longitud de anclaje debe ser mayor a lo que propone el código CBH-87 en su apartado 12.1.1:

$$L_b = 9 \text{ cm} \geq \begin{cases} 10 \times \phi = 10 \times 1 \text{ cm} = 10 \text{ cm} & \text{¡NO CUMPLE!} \\ 15 \text{ cm} & \text{¡NO CUMPLE!} \end{cases}$$

Al no cumplir ninguna de las condiciones, se dispondrá una longitud constructiva (L_b):

$$L_b = 25 \text{ cm}$$

Figura 3. 44 Longitud de anclaje de los pernos.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.4° Soldadura

Se utilizará el tipo de soldadura de filete, debido a que son muy resistentes a fuerzas de tensión y compresión que a corte.

3.6.4.1° Soldadura de filete

Se verificará la sección de unión entre la correa y el cordón superior (ejemplo de la aplicación para la soldadura de filete). La carga de diseño (R_u), aplicada de forma puntual, paralela al cordón superior; será la más desfavorable, de la combinación de cargas, ver el punto 3.6.2.5.

Datos:

$$W_u = 175,64 \text{ kg/m} = 1,76 \text{ KN/m}$$

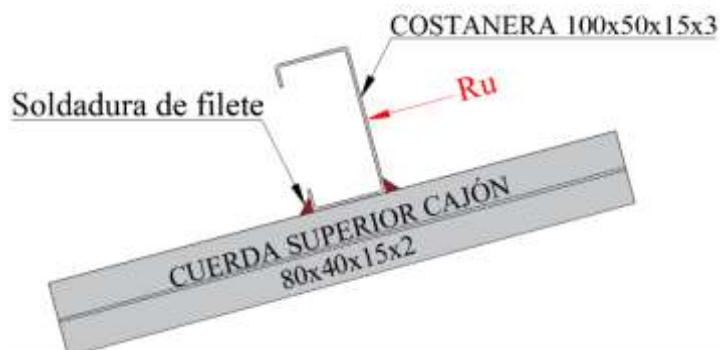
$$\theta = 15^\circ$$

$$L_{\text{correa}} = 4 \text{ m}$$

$$R_u = W_u \times \sin(\theta) \times L_{\text{correa}}$$

$$R_u = 1,76 \text{ KN/m} \times \sin(15^\circ) \times 4 \text{ m} = 1,82 \text{ KN}$$

Figura 3. 45 Carga de diseño “ R_u ” (KN).



Fuente: Elaboración propia.

3.6.4.2° Diseño de la soldadura de filete

Los pasos a seguir en el diseño serán:

1. La resistencia nominal ($\phi_s \times R_n$) de la soldadura será definido: $\phi_s \times R_n = F_{nw} \times A_{we}$
2. Determinación de la resistencia mínima de la soldadura F_{nw} :

Datos:

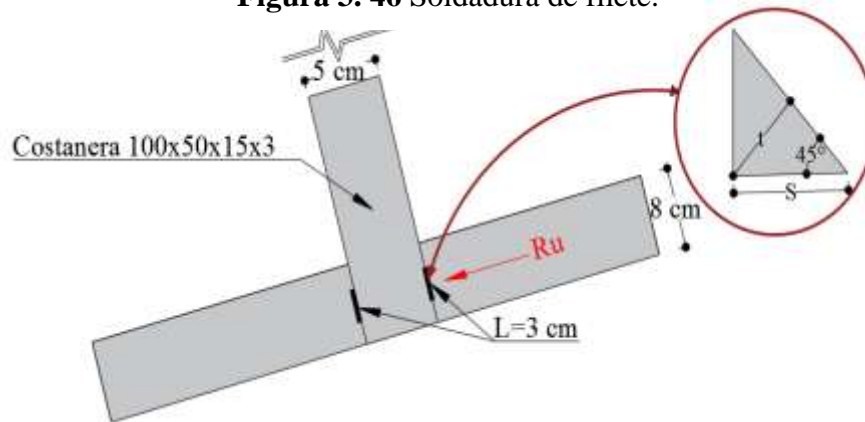
$$F_{EXX} = 70 \text{ Ksi} \approx 48,26 \text{ KN/cm}^2 \quad (\text{Electrodo E70, usado para aceros con; } F_y = 36 \text{ Ksi})$$

$$F_{nw} = 0,60 \times F_{EXX} = 0,60 \times 48,26 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 28,96 \text{ KN/cm}^2$$

3. Determinación del área efectiva de la soldadura (A_{we}).

El tamaño mínimo de la soldadura de filete (S), para un espesor de perfil de 3 mm (según la Tabla A1.7), es de; S = 3 mm.

Figura 3. 46 Soldadura de filete.



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$$S = 0,3 \text{ cm} \quad t = \text{seno}(45) \times S = \text{seno}(45) \times 0,3 \text{ cm} = 0,21 \text{ cm}$$

$$L = 3 \text{ cm} \quad A_{we} = t \times L = 0,21 \text{ cm} \times 3 \text{ cm} = 0,64 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la resistencia de la soldadura será:

$$\phi_s = 0,75 \quad (\text{Factor de reducción de la soldadura, según la Tabla A1.6}).$$

$$\phi_s \times R_n = \phi_s \times F_{nw} \times A_{we} = 0,75 \times 28,96 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \times 0,64 \text{ cm}^2 = 13,90 \text{ KN}$$

4. Se verificará el elemento soldado de tal manera que cumpla:

$$\phi_s \times R_n \geq R_u$$

$$13,90 \text{ KN} \geq 1,82 \text{ KN} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Usar: Soldadura de filete con **E70**, longitud (L) de soldadura **3 cm** a cada lado.

3.7.2° Estructura de sustentación de la edificación “Modulo B”

Diseño de columnas

Se realizará, el diseño de la columna n°2, donde el esfuerzo “Nd” para el dimensionamiento de la armadura; serán proporcionados por del programa Cypecad.

3.7.2.1° Clasificación de pórticos traslacionales o intraslacionales

José Calavera en su libro: "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón Tomo n° 1, capítulo 10", califica a los entramados de naves industriales (a dos aguas), como pórticos “traslacionales”. Por lo tanto, se tomará esta recomendación para el diseño estructural.

3.7.2.2° Determinación de la longitud de pandeo ($\ell_o = \ell_x = \ell_y$)

El cálculo del coeficiente de pandeo (α), está definido por las condiciones de apoyo de la columna:

- Empotrada en la fundación, pero al sufrir desplazamientos con el tiempo, se considera un “apoyo fijo”.
- Apoyo fijo, en la cabeza del pilar; debido a que la unión de la cercha metálica con la columna, se realiza por medio de la placa de anclaje; sujeta por los pernos impidiendo el desplazamiento de la misma.

Conocidas las condiciones de apoyo en la columna, el coeficiente de pandeo (α); será definido por la Tabla 2.7.2.2, al tratarse de una columna aislada.

Datos:

$$\alpha = 1 \quad \ell_o = \ell_x = \ell_y = \alpha L = 1 \times 480 \text{ cm} = 480 \text{ cm}$$

$$L = 480 \text{ cm}$$

3.7.2.3° Clasificación de la columna, determinando la esbeltez: λ_g ; λ_m

Datos:

$$H = 60 \text{ cm} \quad \text{El radio de giro en ambas direcciones "X, Y"}$$

$$B = 40 \text{ cm} \quad r_{(x)} = \frac{H}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm} \quad r_{(y)} = \frac{B}{\sqrt{12}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$\lambda_{m(x)} = \frac{\ell_x}{r_{(x)}} = 27,71 \text{ cm} < 35 \quad ; \quad \lambda_{g(x)} = \frac{\ell_x}{H} = 8 \text{ cm} < 10 \quad \text{¡Columna corta!}$$

$$\lambda_{m(y)} = \frac{\ell_y}{r_{(y)}} = 41,56 \text{ cm} < 35 \quad ; \quad \lambda_{g(y)} = \frac{\ell_y}{B} = 12 \text{ cm} < 10 \quad \text{¡Columna intermedia!}$$

Como era de esperarse, la columna pandea en la dirección que contiene menos inercia (dimensión “H” de la columna), por lo tanto, se aplicará los efectos de segundo orden, para el cálculo de la armadura; para una columna intermedia.

3.7.2.4° Determinación de la armadura longitudinal (As)

1. Datos de cálculo:

$$N_d = 104,10 \text{ KN}$$

$$f_{ck} = 21.000 \text{ KN/m}^2 \quad F_{cd} = 0,9 \times \frac{f_{ck}}{1,5} = 12.600 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500.000 \text{ KN/m}^2 \quad F_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 400 \text{ Mpa} = 400.000 \text{ KN/m}^2$$

2. Determinación de la capacidad mecánica del hormigón (U_c).

$$U_c = F_{cd} \times b \times h = 12.600 \text{ KN/m}^2 \times 0,40 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} = 3.024 \text{ KN}$$

3. Determinación de la excentricidad total (e_{tx}), en la dirección de pandeo (H), será:

$$e_{tx} = e_{cx} + e_{ax}$$

3.1. Determinación de la excentricidad constructiva (e_{cx}).

$$e_{cx} = \frac{H}{20} \geq 2 \text{ cm} = \frac{60 \text{ cm}}{20} = 3 \text{ cm}$$

3.2. Determinación de la excentricidad adicional o de 2° orden (e_{ax}).

Donde:

$$F_{yd} = 4.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e_{ax} = \left(0,85 + \frac{F_{yd}}{12.000} \right) \times \left(\frac{H + 20 \times e_{ox}}{H + 10 \times e_{ox}} \right) \times \left(\frac{\ell_x^2}{r(x)} \right) \times 10^{-4}$$

$$e_{ax} = \left(0,85 + \frac{4.000 \text{ Kg/cm}^2}{12.000} \right) \times \left(\frac{60 \text{ cm} + 20 \times 0}{60 \text{ cm} + 10 \times 0} \right) \times \left(\frac{(480 \text{ cm})^2}{17,32 \text{ cm}} \right) \times 10^{-4}$$

$$e_{ax} = 1,57 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la excentricidad total será:

$$e_{tx} = e_{cx} + e_{ax} = 3 \text{ cm} + 1,57 \text{ cm} = 4,57 \text{ cm}$$

4. Se determinar los esfuerzos reducidos de cálculo (v , u_y):

$$M_{dxc} = N_d \times e_{tx} = 104,10 \text{ KN} \times 0,036 \text{ m} = 4,75 \text{ KNxm}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{104,10 \text{ KN}}{3.024 \text{ KN}} = 0,034 \quad ; \quad u_x = \frac{M_{dxc}}{U_c \times B} = \frac{4,75 \text{ KNxm}}{3.024 \text{ KN} \times 0,40 \text{ m}} = 0,0039$$

5. Definimos la cuantía mecánica (w) con los esfuerzos reducidos de cálculo (u_x , v), ingresando al diagrama de interacción adimensional para columnas, según la Tabla A1.2. El punto de intercepción, cae dentro de núcleo del diagrama; de interacción adimensional, lo que indica que solo debe disponerse una cuantía mínima geométrica (A_{gmin}), para el cálculo de la armadura longitudinal.

5.1. Determinación de acero mínimo geométrico (A_{gmin}).

Datos:

$$\omega_g = 5 \% \quad (\text{Para acero AH-500, sección columna. según la Tabla A1.14})$$

$$A_{gmin} = \omega_g \times B \times H = 0,005 \times 60 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 12 \text{ cm}^2$$

5.2. También se debe verificar la armadura mínima mecánica en toda la sección, según la norma CBH. 87.

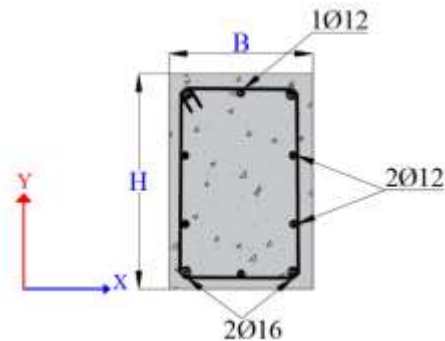
$$A_m \times F_{yd} \geq 0,10 \times N_d \quad \rightarrow \quad A_m \geq 0,26 \text{ cm}^2$$

La armadura de diseño (A_d), será la mayor de los dos valores calculados:

$$A_d = 12,00 \text{ cm}^2$$

El número de barras ($N^{\circ}b$) a disponer en la sección columna, será:

Figura 3. 47 Disposición del acero.



Disponer:

$N^{\circ}b_{\phi 16} = 4$ barras (Esquinas)

$N^{\circ}b_{\phi 12} = 4$ barras (Dirección "X")

$N^{\circ}b_{\phi 12} = 2$ barras (Dirección "Y")

Fuente: Elaboración propia.

La resistencia última (N_u), de la columna a compresión simple o compuesta (Dominio $N^{\circ} 5$), debe ser mayor al valor de cálculo de la sollicitación actuante (N_d), por lo tanto:

$$N_u = 0,85 \times F_{cd} \times B \times H + A_s \times F_{yd} \geq N_d$$

Datos:

$$A_{\text{total}}(\phi 16) = N^{\circ}b_{\phi 16} \times A_{(\phi 16)} = 4 \times 2,011 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}}(\phi 12) = N^{\circ}b_{\phi 12} \times A_{(\phi 12)} = 6 \times 1,13 \text{ cm}^2 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{\text{total}}(\phi 16) + A_{\text{total}}(\phi 12) = 14,82 \text{ cm}^2 = 0,0015 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0,85 \times F_{cd} \times B \times H + A_s \times F_{yd} \geq N_d$$

$$0,85 \times 12.600 \text{ KN/m}^2 \times 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} + 0,0015 \text{ m}^2 \times 400.000 \text{ KN/m} \geq 104,1 \text{ KN}$$

$$3.170,40 \text{ KN} \geq 104,1 \text{ KN} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

3.7.2.5° Determinación de la armadura transversal (A_e).

La norma boliviana (CBH. 87), menciona en el punto 8.1.7.2: "El diámetro de las armaduras transversales, debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras comprimidas".

Entonces:

$$\phi_{\text{max}} = 16 \text{ mm} \rightarrow \phi_e \geq \frac{\phi_{\text{max}}}{4} = \frac{16 \text{ mm}}{4} = 4 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \text{¡NO CUMPLE!}$$

Por lo tanto, se usará estribos de: 6 mm.

La separación (S) entre estribos, no debe ser menor de las 3 siguientes relaciones:

Datos:

$$\begin{aligned} \varnothing_{\text{long. (mínimo)}} &= 1,2 \text{ cm} \\ S &\geq \begin{cases} 12 \times \varnothing_{\text{long. (Mínimo)}} = 12 \times 1,2 \text{ cm} = 14,40 \text{ cm} \\ bw = 40 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \end{aligned}$$

Por lo tanto, se usará un espaciamiento constructivo, con múltiplos de 5, de: $S = 15 \text{ cm}$

USAR; Estribos $\varnothing 6 \text{ c}/15\text{cm}$

La norma boliviana CBH. 87 (en su comentario punto 8.1.7.2) nos dice: “Si en el pilar se dispone barras centrales longitudinales a lo largo de las caras, convendrá adoptar un estribado que sujete al menos una de cada dos barras consecutivas de la misma cara, y todas aquellas que se dispongan, a una distancia; $a \geq 15 \text{ cm}$ ”.

La separación “S” entre barras centrales, en la cara más larga (H) es:

Datos:

$$r_g = 2,5 \text{ cm} \qquad \varnothing_{\text{estribo.}} = 0,6 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{16} = 1,6 \text{ cm} \qquad \varnothing_{12} = 1,2 \text{ cm}$$

$$r_m = r_g + \varnothing_{\text{estribo.}} + \frac{\varnothing_{\text{longi.}}}{2} = 2,5 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm} + \frac{1,6 \text{ cm}}{2} = 3,90 \text{ cm}$$

Si en la cara “H”:

$$S = \frac{H - 2xr_m - [(N^{\circ}b_{16} - 1) \times \varnothing_{16} + N^{\circ}b_{12} \times \varnothing_{12}]}{[(N^{\circ}b_{16} - 1) + N^{\circ}b_{12}]}$$

$$N^{\circ}b_{16} = 2$$

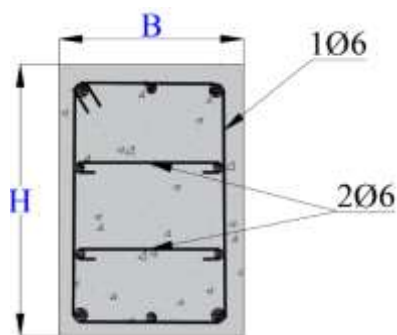
$$N^{\circ}b_{12} = 2$$

$$S = \frac{60 \text{ cm} - 2 \times 3,90 \text{ cm} - [(2 - 1) \times 1,6 \text{ cm} + 2 \times 1,2 \text{ cm}]}{[(2 - 1) + 2]} = 16,07 \text{ cm}$$

$$S \geq a \rightarrow 16,07 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

Como: $S \geq a$. Para evitar el pandeo lateral de las barras centrales se dispondrá un estribado interno $\varnothing 6$, como se muestra en la siguiente Figura 3.54.

Figura 3. 48 Armadura transversal de la columna.



Fuente: Elaboración propia

USAR; Estribos Ø6 c/15 cm (Por cada par de barras centrales)

3.7.2.6° Armadura longitudinal y transversal con el programa Cypecad

Tabla 3. 24 Armadura longitudinal y transversal con el programa Cypecad.



Fuente: Cypecad.

3.8° Estructura de cimentación de la edificación

3.8.1° Diseño de zapatas aisladas

Se verificará la zapata más solicitada que corresponde al arranque de la columna n°2, donde los esfuerzos de diseño; serán adquiridos por el programa Cypecad.

Datos:

Cargas en servicio:

$$N = 95,40 \text{ KN}$$

$$M_x = 54,80 \text{ KNxm}$$

$$V_x = -3,1 \text{ KN}$$

$$f_{ck} = 21.000 \text{ KN/ m}^2$$

$$f_{yk} = 500.000 \text{ KN/ m}^2$$

Cargas en agotamiento:

$$N_d = 152,64 \text{ KN}$$

$$M_{xd} = 87,68 \text{ KNxm}$$

$$V_{dx} = -4,96 \text{ KN}$$

$$F_{cd} = \frac{f_{cd}}{1,5} = 14.000 \text{ KN/ m}^2$$

$$F_{yd} = \frac{f_{yd}}{1,15} = 434.782,61 \text{ KN/ m}^2$$

Datos del pilar:

$$a = 60 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

En el diseño de las cimentaciones, se realizará 3 cálculos: a) Dimensionamiento en planta y elevación, b) Cálculos que verifiquen la estabilidad de la cimentación, c) Cálculos estructurales de la armadura de cimentación.

a) Dimensionamiento en planta y elevación de la zapata aislada

1. Dimensionamiento en elevación.

1.1. El canto mínimo de la zapata (según la norma CBH.87) es de 30 cm, pero para cumplir la longitud de anclaje entre la columna y la zapata, y la verificación de la

adherencia entre la armadura y el hormigón circundante, se tendrá un canto total (h) de:

$$h = 40 \text{ cm}$$

1.2 Por lo tanto, el momento corregido (M_{xc}) por la cortante (V_x), será:

Datos:

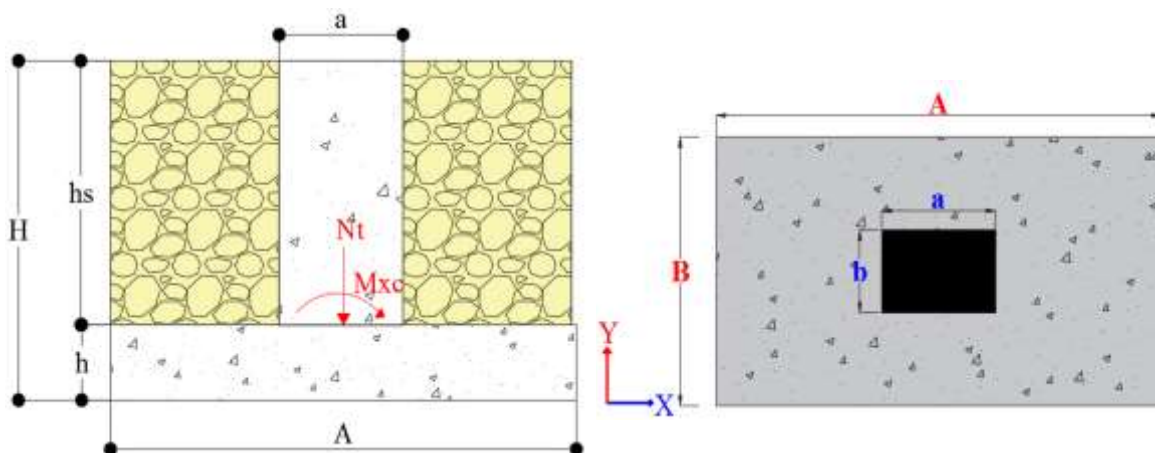
$$h = 40 \text{ cm} \quad M_{xc} = M_x \pm h \times V_x = 54,80 \text{ KNxm} - 0,40\text{m} \times 3,1 \text{ KN} = 53,56 \text{ KNxm}$$

2. Dimensionamiento en planta

2.1. Se asumirá las siguientes dimensiones: $A = 2,00 \text{ m}$ y $B = 1,30 \text{ m}$ (ver la Figura 3.49)

2.2. Al tratarse de un tinglado Metálico, se tomará la recomendación de contabilizar el peso del terreno de modo que al aumentar el axil estamos disminuyendo la excentricidad, con la finalidad de poder tener una distribución de presiones trapezoidal ($e_x \leq \frac{A}{6}$) y no triangular ($e_x > \frac{A}{6}$), dentro del terreno de fundación.

Figura 3. 49 Profundidad (h_s) del suelo sobre zapata aislada.



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$H = 1,5 \text{ m}$ (Profundidad de cimentación)

$h = 0,40 \text{ m}$ (Canto de la zapata aislada)

$A = 2,00\text{m}$; $B = 1,30\text{m}$ (Dimensiones de la zapata rectangular)

$\gamma_s = 17 \text{ KN/m}^3$ (Peso específico del suelo granular, ver la Tabla A1.19)

$$h_s = H - h = 1,5\text{m} - 0,40\text{m} = 1,1\text{m}$$

2.3 Por lo tanto, el peso del suelo (P_s) sobre la cimentación, será:

$$P_s = \gamma_s \times h_s \times A \times B = 17 \text{ KN/m}^3 \times 1,10\text{m} \times 2,00\text{m} \times 1,30 = 48,62 \text{ KN}$$

2.3. Conociendo las dimensiones de la zapata (A,B,h), se determinara el peso real de la misma (Pp), y la respectiva verificación de esfuerzos en el terreno ($\sigma_t \leq \sigma_{adm}$).

$$\gamma h = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{adm} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$P_p = \gamma h \times A \times B \times h = 25 \text{ KN/m}^3 \times 2,00\text{m} \times 1,30\text{m} \times 0,40\text{m} = 26 \text{ KN}$$

$$N_t = N + P_p + P_s = 95,40 \text{ KN} + 26 \text{ KN} + 48,62 \text{ KN} = 170,02 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N_t}{A \times B} + \frac{M_{xc} \times 6}{B \times A^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_t = \frac{(170,02 \text{ KN})}{2,00\text{m} \times 1,30\text{m}} + \frac{53,56 \text{ KNxm} \times 6}{1,30\text{m} \times (2,00\text{m})^2} \leq 300 \text{ KN/m}^2$$

$$127,19 \text{ KN/m}^2 \leq 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

Por lo tanto, las dimensiones adoptadas en planta (A, B) como elevación (h), son correctas.

3. Como se mencionó, la distribución de presiones en el suelo, estarán definidos por la excentricidad, por lo tanto:

$$e_x = \frac{(M_{xc})}{N_t} = \frac{53,56 \text{ KNxm}}{170,02 \text{ KN}} \times 100 = 31,50 \text{ cm}$$

$$e_y \leq \frac{A}{6} = \frac{200 \text{ cm}}{6}$$

$$31,50 \text{ cm} \leq 33,33 \text{ cm}$$

¡ Distribucion trapezoidal de tensiones!

b) Cálculos que verifiquen la estabilidad de la cimentación

4. Estabilidad de la cimentación

4.1. Estabilidad frente al vuelco

$\gamma_1 = 1,5$; Coeficiente de seguridad contra el vuelco (norma CBH. 87 (9.8.1)).

$$\frac{(N + P_p) \times \left(\frac{A}{2}\right)}{(M_x \pm (V_x) \times h)} \geq \gamma_1 \quad \rightarrow \quad \frac{(95,40 \text{ KN} + 26 \text{ KN}) \times \left(\frac{2,00 \text{ m}}{2}\right)}{(54,80 \text{ KNxm} - 3,1 \text{ KN} \times 0,4 \text{ m})} \geq 1,5$$

$$2,26 \geq 1,5 \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

4.2. Estabilidad frente al deslizamiento

$\gamma_2 = 1,5$; Coeficiente de seguridad contra deslizamiento (norma CBH. 87 (9.8.1)).

$\phi = 30$; ángulo de rozamiento interno, para gravas y arenas, ver Tabla A1.19

$$\varnothing_d = \left(\frac{2}{3} \times \varnothing\right) = \left(\frac{2}{3} \times 30\right) = 20$$

$$\frac{(N + P_p) \times \tan(\varnothing_d)}{V_y} \geq \gamma_2 \quad \rightarrow \quad \frac{(95,40 \text{ KN} + 26 \text{ KN}) \times \tan(20)}{3,1 \text{ KN}} \geq 1,5$$

$$14,25 \geq 1,5 \quad ; \quad \text{¡CUMPLE!}$$

C) Cálculos estructurales de la armadura de cimentación

5. Cálculo de la armadura longitudinal de cimentación

5.1. Clasificación del tipo de la zapata

Como la zapata es rectangular, el vuelo será distinto en ambos lados; por lo tanto:

LADO “A”

$$V = \frac{A}{2} - \frac{a}{2} = \frac{200 \text{ cm}}{2} - \frac{60 \text{ cm}}{2} = 70 \text{ cm}$$

Sí; $V \leq 2xh = 70 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$. ¡ZAPATA RÍGIDA!

LADO “B”

$$V = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} = \frac{130 \text{ cm}}{2} - \frac{40 \text{ cm}}{2} = 55 \text{ cm}$$

Sí; $V \leq 2xh = 45 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$. ¡ZAPATA RÍGIDA!

5.2. Se tomará las cargas de diseño “Nd”, como; (Mdx) en los estados limites últimos (E.L.U), para determinar la armadura de cálculo en la cimentación.

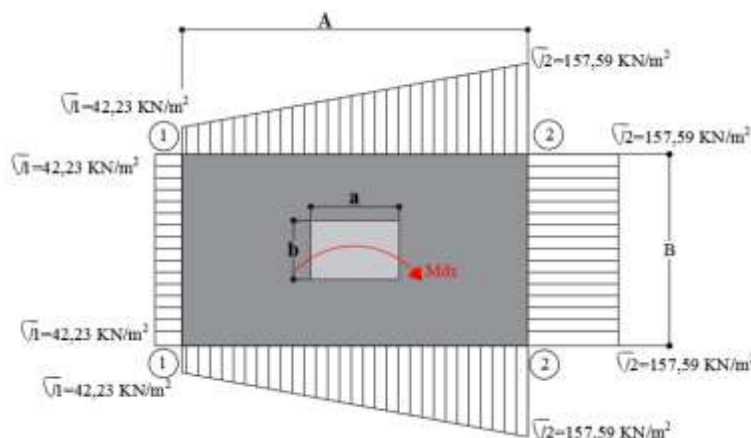
Datos:

$$N_d = 152,64 \text{ KN}$$

$$M_{dx} = 1,6 \times M_{xc} = 1,6 \times 53,56 \text{ KNxm} = 85,70 \text{ KNxm}$$

Las tenciones en el terreno, por lo tanto, serán:

Figura 3. 50 Esfuerzos en el terreno de fundación.



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$\sigma_1 = \frac{(Nd)}{A \times B} - \frac{(M_{dx}) \times 6}{B \times A^2} = \frac{152,64 \text{KN}}{2,00 \text{m} \times 1,30 \text{m}} - \frac{85,70 \text{KNxm} \times 6}{1,30 \text{m} \times (2,00 \text{m})^2} = 42,23 \text{KN/m}^2$$

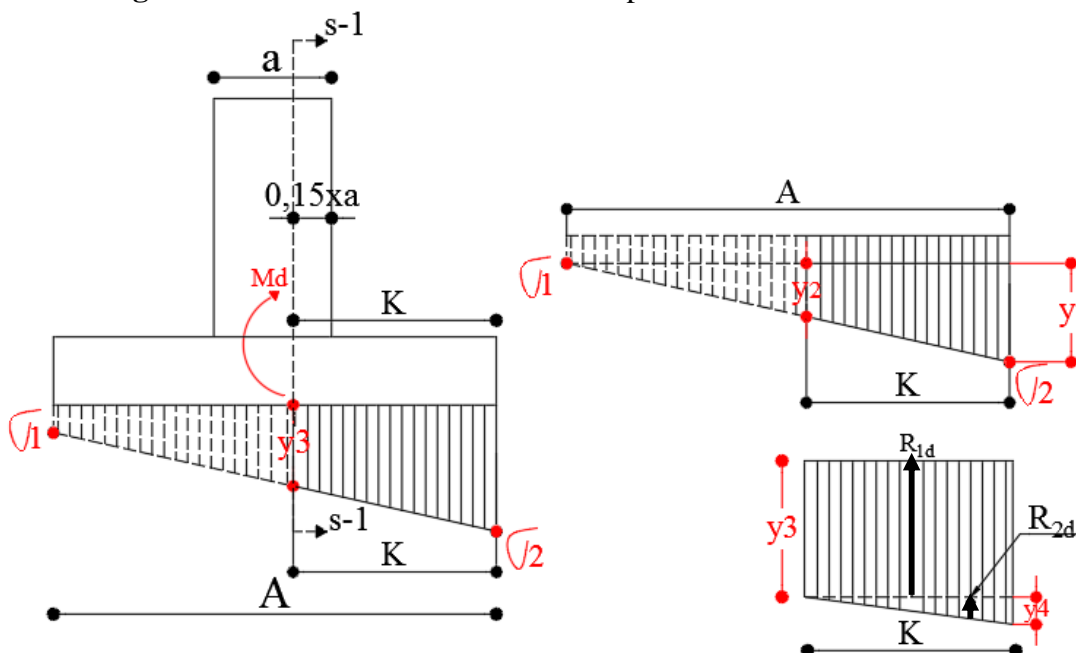
$$\sigma_2 = \frac{(Nd)}{A \times B} + \frac{(M_{dx}) \times 6}{B \times A^2} = \frac{152,64 \text{KN}}{2,00 \text{m} \times 1,30 \text{m}} + \frac{85,70 \text{KNxm} \times 6}{1,30 \text{m} \times (2,00 \text{m})^2} = 157,59 \text{KN/m}^2$$

5.3. La norma CBH.87, nos menciona; “que el cálculo de la armadura (A_s), de las zapatas rígidas (Tipo I), se realizara por el método de la flexión”.

C1) Procedimiento de diseño de la armadura “Lado –B”.

1. Cálculo del momento de diseño “ M_d ” en la sección de referencia S-1.

Figura 3. 51 Sección de referencia "S1" para el cálculo del M_d .



Fuente: Elaboración propia.

Donde

$$K = \frac{A}{2} - \frac{a}{2} + 0,15xa = \frac{2,00 \text{m}}{2} - \frac{0,60 \text{m}}{2} + 0,15 \times 0,30 \text{m} = 0,74 \text{m}$$

$$y_1 = \sigma_2 - \sigma_1 = 157,59 \text{KN/m}^2 - 42,23 \text{KN/m}^2 = 115,36 \text{KN/m}^2$$

$$y_2 = \frac{y_1 \times (A - K)}{A} = \frac{115,36 \text{KN/m}^2 \times (2,00 \text{m} - 0,74 \text{m})}{2,00 \text{m}} = 72,68 \text{KN/m}^2$$

$$y_3 = \sigma_1 + y_2 = 42,23 \text{KN/m}^2 + 72,68 \text{KN/m}^2 = 114,91 \text{KN/m}^2$$

$$y_4 = \sigma_2 - y_3 = 157,59 \text{KN/m}^2 - 114,91 \text{KN/m}^2 = 42,68 \text{KN/m}^2$$

Determinación de "R_{1d}", "R_{2d}".

$$R_{1d} = y_3 \times K \times B = 114,91 \text{ KN/m}^2 \times 0,74 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} = 110,54 \text{ KN}$$

$$R_{2d} = \frac{K_{xy}}{2} \times B = \frac{0,74 \times 42,68 \text{ KN/m}^2}{2} \times 1,3 \text{ m} = 20,53 \text{ KN}$$

El momento de diseño "Md", en la sección de referencia S-1:

$$Md = R_2 \times \frac{2}{3} \times K + R_1 \times \frac{1}{2} \times K = 20,53 \text{ KN} \times \frac{2}{3} \times 0,74 \text{ m} + 110,54 \text{ KN} \times \frac{1}{2} \times 0,74 \text{ m} = 51,03 \text{ KNxm}$$

2. El diseño de la armadura, se realizará por el método general de la flexión.

Datos:

$$r_g = 5 \text{ cm} \quad r_m = r_g + \varnothing_{\text{longitudinal}} + \frac{\varnothing_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$\varnothing_{\text{longitud.}} = 1,2 \text{ cm} \quad r_m = 5 \text{ cm} + 1,2 \text{ cm} + \frac{1,2 \text{ cm}}{2} = 6,8 \text{ cm}$$

El canto útil "d", será: $d = h - r_m = 40 \text{ cm} - 6,8 \text{ cm} = 33,20 \text{ cm}$

Por lo tanto:

$$\mu d = \frac{Md}{B \times d^2 \times F_{cd}} \leq u_{\text{lim}}$$

$$\mu d = \frac{51,03 \text{ KNxm}}{1,30 \text{ m} \times (0,33 \text{ m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2} = 0,026 \leq 0,3717$$

¡No necesita armadura de compresión!

Asumiendo la cuantía superior de la Tabla A1.24: $\omega = 0,0308$ ¡DOMINIO N°2!

2.1. La armadura de cálculo de tracción (A_c), será la siguiente:

$$A_c = \frac{\omega \times F_{cd} \times B \times d}{F_{yd}} = \frac{0,0308 \times 1,4 \text{ KN/cm}^2 \times 130 \text{ cm} \times 33,20 \text{ cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 4,28 \text{ cm}^2$$

2.2. Para evitar la rotura frágil (A_{smin}). Según la norma CBH-87:

$$A_{smin} \geq \frac{0,04 \times F_{cd} \times B \times d}{F_{yd}} = \frac{0,04 \times 1,4 \text{ KN/cm}^2 \times 130 \text{ cm} \times 33,20 \text{ cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 5,56 \text{ cm}^2$$

2.3. Para evitar las fisuras por retracción y temperatura se dispondrá de "A_{gmin}", según la Tabla A1.14.

Datos:

$$w_{\text{min}} = 1,5 \text{ ‰} \quad (\text{Para aceros AH-500, elemento de cimentación})$$

$$A_{gmin} = w_{\text{min}} \times B \times h = 0,0015 \times 130 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 7,80 \text{ cm}^2$$

La armadura necesaria (A_n) para el diseño, será el mayor de los tres cálculos previos:

$$A_n = 7,80 \text{ cm}^2$$

3. El número de barras ($N^\circ b$), y el espaciamiento (S) de los mismos, será:

Datos:

$$\varnothing_{12} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_{\varnothing 12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ b = \frac{A_n}{A_{\varnothing 12}} = \frac{7,80 \text{ cm}^2}{1,13 \text{ cm}^2} = 6,90 \approx 7 \text{ barras}$$

$$S = \frac{B - 2x_{r_m}}{N^\circ \text{barras} - 1} = \frac{130 \text{ cm} - 2 \times 6,8 \text{ cm}}{7 - 1} = 19,4 \text{ cm}$$

Constructivamente se dispondrá una separación (S_c), igual a: $S_c = 20 \text{ cm}$

El número de barras real ($N^\circ \text{br}$) a disponer, será;

$$N^\circ \text{br} = \frac{(B - 2x_{r_m})}{S_c} + 1 = \frac{(130 \text{ cm} - 2 \times 6,8 \text{ cm})}{20 \text{ cm}} + 1 = 6,82 \approx 7 \text{ barras}$$

USAR: 7 \varnothing 12 c/20 cm

Verificación:

$$A_{rc} \geq A_n$$

Donde:

A_{rc} = Acero real de cálculo

A_n = Armadura necesaria de calculo

$$A_{rc} = N^\circ \text{br} \times A_{\varnothing c} = 7 \times 1,13 \text{ cm}^2 = 7,91 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

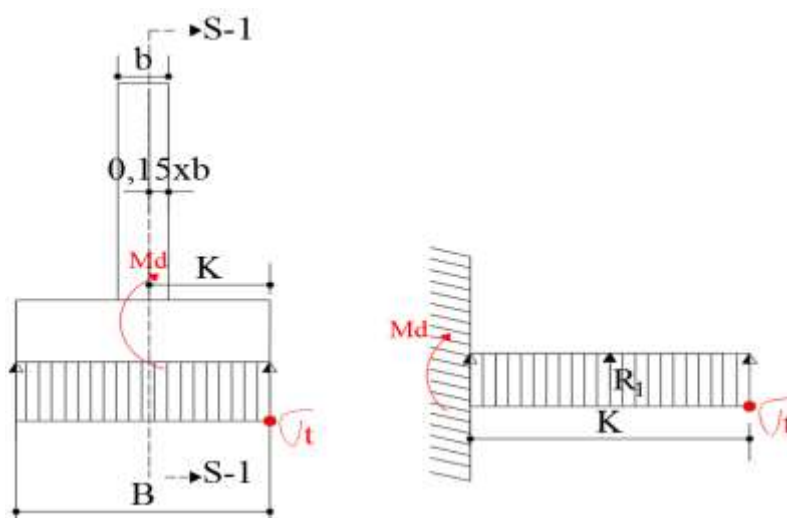
$$7,91 \text{ cm}^2 \geq 7,80 \text{ cm}^2$$

¡CUMPLE!

C2) Procedimiento de diseño de la armadura “Lado-A”.

1. Cálculo del momento de diseño “ M_d ” en la sección de referencia S-1.

Figura 3. 52 Cálculo del “ M_d ”, en la sección de referencia “S1”.



Fuente: Elaboración propia.

Donde: $\sigma_t = \sigma_2 = 157,59 \text{ KN/m}^2$

$$K = \frac{B - b}{2} + 0,15xb = \frac{1,30 \text{ m} - 0,4\text{m}}{2} + 0,15 \times 0,4 \text{ m} = 0,51 \text{ m}$$

$$R_1 = K \times A \times \sigma_2 = 0,51\text{m} \times 2 \text{ m} \times 157,59 \text{ KN/m}^2 = 160,74 \text{ KN}$$

El momento de diseño “Md”, en la sección de referencia S-1.

$$Md = R_1 \times \frac{1}{2} \times K = 160,74 \text{ KN} \times \frac{1}{2} \times 0,51\text{m} = 40,99 \text{ KNxm}$$

2. El diseño de la armadura (As), se realizará por el método general de la flexión.

Datos:

$$r_g = 5 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{\text{longitud.}} = 1,2 \text{ cm} \quad r_m = r_g + \emptyset_{\text{longitudinal}} + \frac{\emptyset_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$r_m = 5\text{cm} + 1,2\text{cm} + \frac{1,2\text{cm}}{2} = 6,8\text{cm}$$

El canto útil “d”, será; $d = h - r_m = 40 \text{ cm} - 6,8\text{cm} = 33,20 \text{ cm}$

Por lo tanto:

$$\mu d = \frac{Md}{A \times d^2 \times Fcd} \leq u_{\text{lim}}$$

$$\mu d = \frac{40,99 \text{ KNxm}}{2 \text{ m} \times (0,33 \text{ m})^2 \times 14.000 \text{ KN/m}^2} = 0,0134 \leq 0,3717$$

Asumiendo la cuantía superior de la Tabla A1.24: $\omega = 0,0308$;DOMINIO N°2

2.1. La armadura de cálculo de tracción (Ac), será:

$$Ac = \frac{\omega \times Fcd \times A \times d}{Fyd} = \frac{0,0308 \times 1,4 \text{ KN/cm}^2 \times 200 \text{ cm} \times 33,20\text{cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 6,58 \text{ cm}^2$$

2.2. Para evitar la rotura frágil “A_{smin}”. Según la norma CBH-87:

$$A_{smin} \geq \frac{0,04 \times Fcd \times A \times d}{Fyd} = \frac{0,04 \times 1,4\text{KN/cm}^2 \times 200 \text{ cm} \times 33,20\text{cm}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 8,55 \text{ cm}^2$$

2.3. Para evitar las fisuras por retracción y temperatura se dispondrá de; A_{gmin}, según la Tabla A1.14.

Datos:

$$w_{\text{min}} = 1,5 \text{ ‰} \quad (\text{Para aceros AH-500, elemento de cimentación})$$

$$A_{gmin} = w_{\text{min}} \times A \times h = 0,0015 \times 200 \text{ cm} \times 40\text{cm} = 12 \text{ cm}^2$$

La armadura necesaria (An”), para el diseño, será el mayor de los tres cálculos previos:

$$An = 12 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}b = \frac{A_n}{A_{\emptyset 12}} = \frac{12 \text{ cm}^2}{1,13 \text{ cm}^2} = 10,62 \approx 11 \text{ barras}$$

3. El número de barras ($N^{\circ}b$), y el espaciamiento (S) de los mismos, será:

Datos:

$$\emptyset_{12} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_{\emptyset 12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A - 2x r_m}{N^{\circ}barras - 1} = \frac{200 \text{ cm} - 2 \times 6,8 \text{ cm}}{11 - 1} = 18,64 \text{ cm}$$

Constructivamente, se dispondrá una separación (S_c) igual a: $S_c = 18 \text{ cm}$

El número de barras real ($N^{\circ}br$), a disponer, será:

$$N^{\circ}br = \frac{(A - 2x r_m)}{S_c} + 1 = \frac{(200 \text{ cm} - 2 \times 6,8 \text{ cm})}{18 \text{ cm}} + 1 = 11,36 \approx 12 \text{ barras}$$

Usar: **12 \emptyset 12 c/18 cm**

Verificación:

Donde:

A_c = Acero de cálculo (cm^2)

A_n = Acero necesario (cm^2)

$$A_c = N^{\circ}br \times A_{\emptyset 12} = 12 \times 1,13 \text{ cm}^2 = 13,56 \text{ cm}^2$$

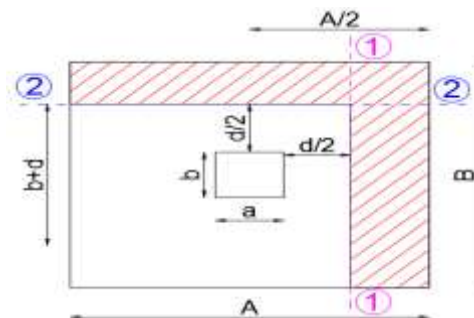
$$A_c \geq A_n$$

$$13,56 \text{ cm}^2 \geq 12 \text{ cm}^2 \text{ ; CUMPLE!}$$

d) Comprobación al cortante por flexión

Para zapatas tipo I (zapatas rígidas), la norma boliviana (CBH-87), recomienda solo realizar la comprobación a cortante, en ambas direcciones; a una distancia “ $d/2$ ” de la superficie de la columna.

Figura 3. 53 Comprobación a cortante por flexión.



Fuente: Elaboración propia

Datos:

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_{cv} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{(21 \text{ Mpa})^2} = 1,59 \text{ N/mm}^2 = 1.590 \text{ KN/m}^2$$

Sección 1-1 “Lado B”

$$V_{d2} < 2 \times f_{cv} \times B \times d$$

$$V_{d2} = B \times \left(\frac{A}{2} - \frac{a}{2} - \frac{d}{2} \right) \times \sigma_t$$

$$V_{d2} = 1,3 \text{ m} \times \left(\frac{2 \text{ m}}{2} - \frac{0,6 \text{ m}}{2} - \frac{0,33 \text{ m}}{2} \right) \times 157,59 \text{ KN/m}^2 = 109,60 \text{ KN}$$

$$2 \times f_{cv} \times B \times d = 2 \times 1.590 \text{ KN/m}^2 \times 1,30 \text{ m} \times 0,33 \text{ m} = 1364,22 \text{ KN}$$

$$115,83 \text{ KN} < 1364,22 \text{ KN} \quad \text{¡Resiste a cortante!}$$

Sección 2-2 “Lado A”

$$V_{d2} < f_{cv} \times A \times d$$

$$V_{d2} = A \times \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - \frac{d}{2} \right) \times \sigma_t$$

$$V_{d2} = 2 \text{ m} \times \left(\frac{1,3 \text{ m}}{2} - \frac{0,4 \text{ m}}{2} - \frac{0,33 \text{ m}}{2} \right) \times 157,59 \text{ KN/m}^2 = 89,83 \text{ KN}$$

$$2 \times f_{cv} \times A \times d = 2 \times 1.590 \text{ KN/m}^2 \times 2 \text{ m} \times 0,33 \text{ m} = 2.098,80 \text{ KN}$$

$$33,46 \text{ KN} < 1.049,40 \text{ KN} \quad \text{¡Resiste a cortante!}$$

e) Comprobación de la adherencia

Para garantizar la suficiente adherencia, entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, debe verificarse que:

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 \times d \times n \times u} \leq \tau_{bd} \quad ; \quad \tau_{bd} = 0,95 \times \sqrt[3]{F_{cd}^2}$$

Verificación de la adherencia en el “Lado B”

Datos:

$$\tau_{bd} = 0,95 \times \sqrt[3]{(140 \text{ Kg/cm}^2)^2} = 25,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{d1} = R_1 + R_2 = 110,54 \text{ KN} + 20,53 \text{ KN} = 131,07 \text{ KN} = 13.107 \text{ Kg}$$

$$d = h - r_m = 40 \text{ cm} - 6,8 \text{ cm} = 33,20 \text{ cm}$$

$$n = 7 \text{ (barras)}$$

$$u = \pi \times D_{12} = \pi \times 1,2 \text{ cm} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{13.107 \text{ Kg}}{0,9 \times 33,2 \text{ cm} \times 7 \times 3,77 \text{ cm}} \leq \tau_{bd}$$

$$16,62 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25,61 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Verificación de la adherencia en el “Lado A”

Datos:

$$\tau_{bd} = 0,95 \times \sqrt{(140 \text{ Kg/cm}^2)^2} = 25,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{d1} = R_1 = 160,74 \text{ KN} = 16.074 \text{ Kg}$$

$$d = h - r_m = 40 \text{ cm} - 6,8 \text{ cm} = 33,20 \text{ cm}$$

$$n = 12 \text{ (barras)}$$

$$u = \pi \times D_{12} = \pi \times 1,2 \text{ cm} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{16.074 \text{ Kg}}{0,9 \times 33,2 \text{ cm} \times 12 \times 3,77 \text{ cm}} \leq \tau_{bd}$$

$$11,89 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25,61 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ; CUMPLE!}$$

3.8.2° Resumen de armadura manual y el programa Cypecad

Tabla 3. 25 Resumen de la Armadura longitudinal de la zapata aislada.

| LADO-A | | | | |
|--------------|----------------|------------------------|---------------------|------------------------|
| Armadura de: | Cálculo manual | As (cm ²) | Cálculo con Cypecad | As (cm ²) |
| Tracción | 12Ø12 c/18cm | 13,56 | 11Ø12 c/18cm | 12,44 |
| LADO-B | | | | |
| Armadura de: | Cálculo manual | As (cm ²) | Cálculo con Cypecad | As (cm ²) |
| Tracción | 7Ø12 c/20cm | 7,91 | 6Ø12 c/20cm | 6,786 |

Fuente: Elaboración propia

3.10 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.10.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según lo señalado en el marco teórico, las cuales se pueden ver a detalle en el Anexo 10.

3.10.2 Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico, los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo 6.

3.10.3 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se hizo como se definió en el marco teórico, según el Formulario B-2 y se muestran en el Anexo 7.

3.10.4 Presupuesto

El presupuesto referencial del proyecto, es de; Módulos “A”; 1.465.739,94 Bs; Módulo “B”; 301.832,12 Bs y el presupuesto general del proyecto; 1.767.571,16 Bs.

el presupuesto general se puede apreciar más a detalle en el Anexo 8.

3.10.5 Planeamiento y Cronograma

El plan y cronograma de obras, se realizó aplicando el método de barras Gantt; como se definió en el marco teórico. El plazo de ejecución de días de trabajo, del Módulo “A”; 178 días calendario y el plazo de ejecución de días de trabajo del Módulo “B”; 89 días calendario, los mismos pueden apreciarse más a detalle en el Anexo 9.

CAPÍTULO IV
“APORTE ACADÉMICO”

4 Aporte académico

4.1 Marco teórico del aporte académico

4.1.1 Cubierta parabólica

En Bolivia, el uso de cubiertas parabólicas es muy común en: establecimientos educativos, polideportivos, locales, industriales comerciales; con la finalidad de proteger tanto a los habitantes de las inclemencias del tiempo (granizo, nieve, viento), como también proteger los materiales comestibles como no comestibles (este último referido al resguardo de vehículos contra incendio).

Las cubiertas curvas, que tienen radios de curvaturas inferiores a 50 m, son las que salvan las luces mayores.

Figura 4. 1 Construcciones de tinglados parabólicos en Bolivia.



Fuente: Tinglado U.E. Loyola de Fe y Alegría (Sucre-Bolivia).

Desde el punto de vista estructural, funcionan básicamente como arcos cilíndricos de directriz circular con apoyos articulados fijos en ambos extremos.

Por lo tanto, la estructura soporte de los tinglados parabólicos deberá en particular; ser apta para soportar los empujes en los apoyos, que generan las cargas gravitacionales y de viento.

4.1.2 Dinámica de vientos en tinglados parabólicos

4.1.2.1 Tipo de cercha y luces adecuadas para cubiertas

a) Cercha tipo Pratt

La cercha tipo Pratt, se adapta mejor a construcciones de acero que de madera, esta cercha se caracteriza por tener los elementos diagonales en tracción y montantes en compresión; puede ser utilizadas económicamente en techos planos para claros de: 12 a 38 m de longitud, y si bien también han sido usadas para claros grandes como 61 m.

Estructuralmente, este tipo de cercha es favorable para cargas gravitatorias de gran magnitud, que traccionan los elementos más largos (diagonales) y comprimen los elementos cortos (montantes), evitando de esta manera el pandeo de los mismos.

b) Cercha tipo Howe

La armadura tipo Howe, es utilizada comúnmente en construcciones de madera; se caracteriza de la anterior en que sus elementos diagonales y montantes trabajan a compresión y tracción respectivamente, puede salvar luces hasta 30 m de longitud.

Por la disposición de las barras, su comportamiento estructural es favorable para carga de viento, que trata de levantar la estructura por debajo de ella.

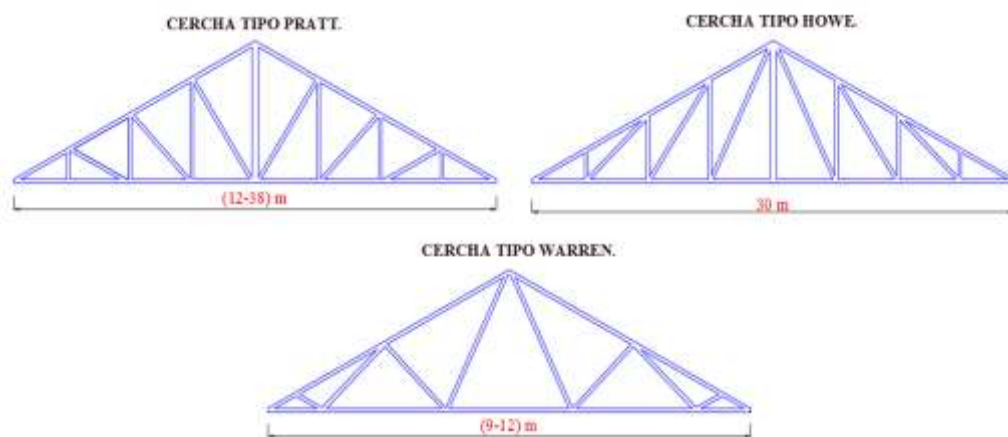
Las armaduras Pratt y Howe, también pueden usarse para pendientes fuertes; pero generalmente no son tan económicas.

c) Cercha tipo Warren

La cercha tipo Warren, es generalmente más eficiente y económica que las anteriores (Pratt, Howe), los techos pueden ser completamente planos; para los claros que no excedan de 9 a 12 m.

Estructuralmente tiene un comportamiento intercalado de tracción y compresión en sus diagonales, que se adapta ante todo tipo de cargas (gravedad, viento), haciéndola una estructura económica y resistente.

Figura 4. 2 Tipos y luces de las cerchas metálicas.



Fuente: CEO de IMECA Estructuras.

Por lo tanto, conociendo las características geométricas y el comportamiento estructural de cada tipo de cercha (Pratt, Howe, Warren), se usará una cercha tipo Warren por ser económica en cuanto a la disposición de las barras, como también por

su comportamiento estructural; adecuado, tanto para cargas gravitacionales como climatológicas (viento).

4.1.3 Metodología de diseño

Al ser una estructura simétrica curva, la norma argentina de vientos CIRCO 102, nos recomienda calcular los coeficientes eólicos de presión en la superficie curva; a partir de la plana (según su Artículo 8.3.3 inciso c).

Cuadro 4. 1 Análisis de la cubierta de dos vertientes.

8.3.3. Cubiertas de dos vertientes simétricas

Se distinguen:

- a) las cubiertas de vertientes planas;
- b) las cubiertas de vertientes en forma de bóveda, con rebaje menor o igual a $1/7$; en estos casos se reemplaza cada bóveda por la vertiente formada por la cuerda (ver Figura 30);
- c) las cubiertas en forma de bóveda simétrica con la concavidad dirigida hacia el suelo, cuyo rebaje sea menor o igual a $1/4$; se reemplaza en este caso la bóveda por las dos vertientes planas formadas por las semicuerdas (ver Figura 30).

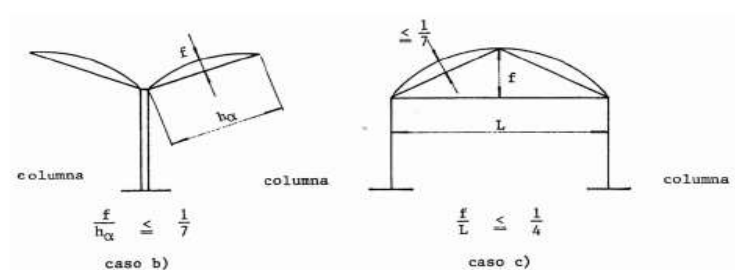


Figura 30.

Fuente: Norma CIRSOC 102.

4.1.3.1 Fundamento de la flecha (f)

El fundamento de la flecha de los tinglados parabólicos, está definida por la relación: flecha y luz (f/L); menor o igual a un cuarto ($1/4$) (según la norma CIRSOC 102), ver el Cuadro 4.1.

$$\frac{f}{L} \leq \frac{1}{4}$$

Esta flecha de cálculo (f), nos permite analizar el viento de manera rápida y sencilla; Cuando se trata de cubiertas parabólicas simétricas o no simétricas, comparándola con una cubierta con vertientes a dos aguas.

La flecha, también está definida por las pendientes (mínima, máxima) de construcción, en función del tipo de cubierta de techo (teja, calamina, plásticos o sintéticos etc.), es así que la flecha (f) para tinglados; con cubierta de calamina galvanizada, estará dentro del rango de sus pendientes mencionadas. A continuación, se muestra en la siguiente Tabla 4.1 las pendientes máximas y mínimas recolectadas de varias fuentes.

Tabla 4. 1 Pendiente máxima y mínimas de una cubierta.

| TINGLADO METÁLICO. | | | |
|----------------------------|-----------------|-----------------|--|
| Tipo de Cubierta de techo. | P (%) mínima | P (%) máxima | Normas o recomendaciones |
| Calamina ondulada | 15 | - | Norma: CTE (2006). |
| | 10 | - | Norma: APNB 1225003-1 |
| | 10 | - | Guía para Evaluación de cargas. (Patrick Putnam). (2017) |
| | 10 | 20 | Cubiertas techo (Nicaragua) |
| | 10 | 25 | Norma: CIRSOC 102. |

Fuente: Elaboración propia.

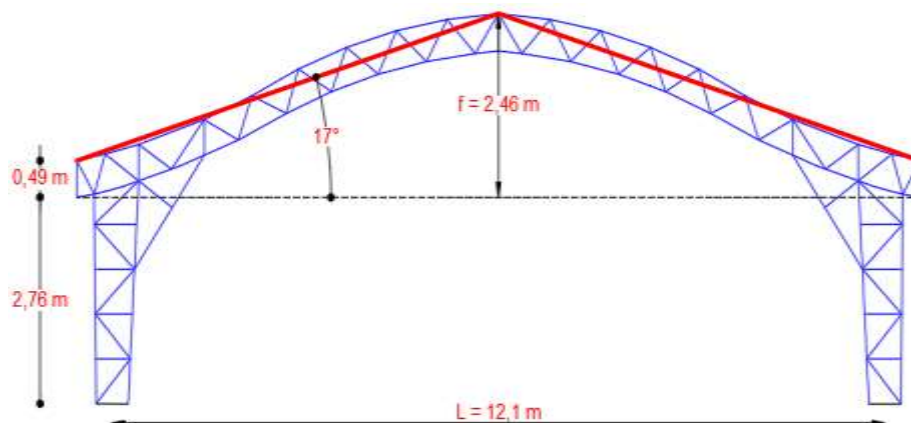
4.2 Diseño estructural de la cubierta curva

Se utilizó para el diseño las siguientes normativas:

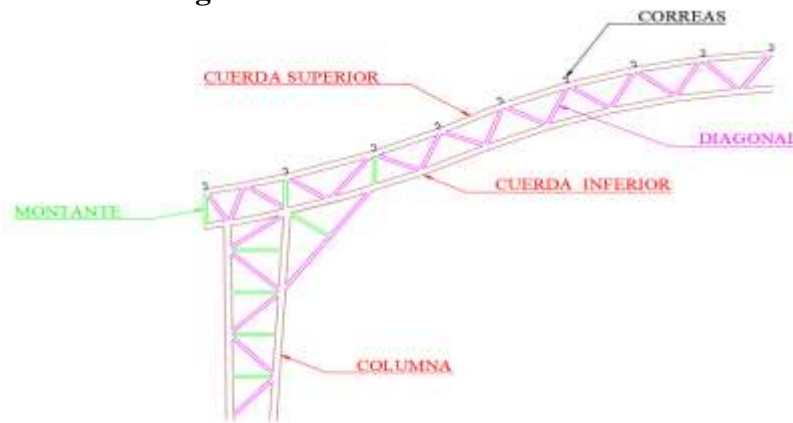
- 1) Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.
 - 2) Especificaciones para el diseño de miembros de acero conformados en frío AISI-96.
- Tomando las recomendaciones (según el marco teórico 4.1), se tiene el siguiente análisis estructural.

a) Geometría de la cubierta parabólica

Se eligió una cercha tipo Warren para la geometría de la cubierta.

Figura 4. 3 Geométricas de la cercha parabólica.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4. 4 Elementos de la cercha metálica.

Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$$f = 2,46 \text{ m}$$

$$L_c = 12,10 \text{ m}$$

Para poder ser analizada como una cubierta a dos aguas, se tiene que cumplir la siguiente relación:

$$\frac{f}{L} \leq \frac{1}{4}$$

$$0,20 \leq 0,25 \text{ ; CUMPLE!}$$

b) Características de los perfiles conformados al frío.

Tabla 4. 2 Características geométricas de los perfiles de diseño

| COSTANERA DOBLE 80X40X15X2 | | | | | |
|----------------------------|----------------------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|
| | Propiedades Generales (mm) | | | | |
| | H | B | C | e | R |
| | 80 | 40 | 15 | 2 | 2 |
| | Propiedades Geométricas | | | | |
| | Área | I _x | r _x | I _y | r _y |
| cm ² | cm ⁴ | cm | cm ⁴ | cm | |
| 7,28 | 73,67 | 3,18 | 63,28 | 2,95 | |
| COSTANERA 80X40X15X3 | | | | | |
| | Propiedades Generales (mm) | | | | |
| | H | B | C | e | R |
| | 80 | 40 | 15 | 3 | 3 |
| | Propiedades Geométricas | | | | |
| | Área | I _x | r _x | I _y | r _y |
| cm ² | cm ⁴ | cm | cm ⁴ | cm | |
| 5,1 | 49,03 | 3,11 | 10,83 | 1,46 | |

Fuente: Empresa ENABOLCO.

c) Metrado de cargas.

Las cargas utilizadas, son las mismas que fueron usadas en el Módulo B.

Tabla 4. 3 Cargas de diseño.

| Cargas consideradas para la edificación (Modulo B) | | |
|--|-----------------------------|--|
| Carga Permanente | Peso Propio | Para cada elemento. |
| | Peso de la calamina (DNE) | 0,04 KN/m ² = 4 Kg/m ² |
| Sobre Carga | Carga de granizo (Sgrc) | 0,9 KN/m ² = 90 Kg/m ² |
| | Carga de mantenimiento (Lr) | 1 KN/m ² = 100 Kg/m ² |

Fuente: Elaboración propia.

La única carga que varía en el cálculo, es la del viento; la cual es afectada por un coeficiente eólico o de forma, determinada por el ángulo de inclinación de la cubierta parabólica a partir de la plana (ver la Tabla 4.4).

Tabla 4. 4 Coeficiente eólicos (C) en construcciones abiertas.

| Tabla 5.4 Coeficiente eólico en planos y diedros exentos | | | | | | |
|---|--------------------------------|-------------------------------|--|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| | | | | | | |
| Coeficiente eólico en: | | | | | | |
| Planos exentos Se calcularán los efectos más desfavorables con α ± 10° | | | Diedros exentos Se calculará cada elemento en los casos más desfavorables | | | |
| Ángulo de incidencia del viento α | En el borde a barlovento c1 | En el borde a sotavento c2 | Caso I | | Caso II | |
| | | | En el plano a barlovento c3 | En el plano a sotavento c4 | En el plano a barlovento c3 | En el plano a sotavento c4 |
| 90° a 60° | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 0 | 0,8 | 0,4 |
| 50° | 1,4 | 1,0 | 1,2 | 0 | 0,6 | 0,6 |
| 40° | 1,6 | 0,8 | 1,2 | 0 | 0,4 | 0,8 |
| 30° | 1,6 | 0,8 | 1,2 | 0 | 0,4 | 0,8 |
| 20° | 1,2 | 0,4 | 1,0 | 0 | 0,2 | 0,8 |
| 10° | 0,8 | 0 | 0,8 | 0 | 0 | 0,8 |
| 0° | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

Fuente: Norma NBA-AE /88.

Datos.

$\alpha = 17^\circ$

$W_{10} = 33,50 \text{ Kg/m}^2$ (Presión básica del viento, ver Anexo A1, punto 1.3.1).

$K=1,25$ (Coeficientes; Importancia, sitio, altura, topografía, ver Anexo A1 punto 1,1).

El coeficiente eólico o de forma (Cf), para el lado barlovento como sotavento, será:

Barlovento; $C_3 = 0,94$

Sotavento; $C_4 = 0$

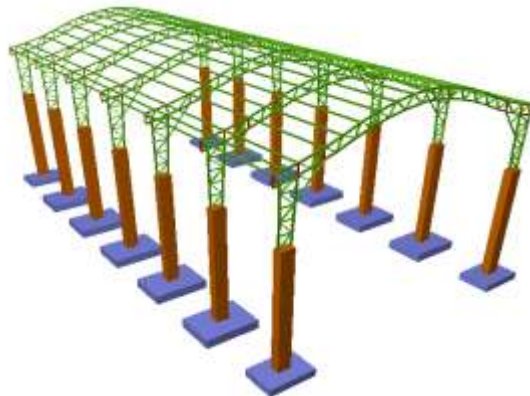
La presión del viento lado barlovento y sotavento será:

$$W_b = W_{10} \times K \times C_3 = 33,50 \text{Kg/m}^2 \times 1,25 \times 0,94 = 39,36 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_s = W_{10} \times K \times C_4 = 33,50 \text{Kg/m}^2 \times 1,25 \times 0 = 0 \text{ Kg/m}^2$$

Estas cargas, serán introducidas por unidad de área (m^2); en el programa Cypecad, para el modelado y diseño estructural de los perfiles metálicos.

Figura 4. 5 Modelado del Tinglado Parabólico con el programa Cypecad.



Fuente: Cypecad.

4.3 Alcance del proyecto

Con el diseño y dimensionamiento finalizado, del tinglado parabólico; se realizará el objetivo del aporte académico: “La comparación económica entre un tinglado tradicional (a dos aguas) y parabólico, con la finalidad de poder entender cuál de las dos estructuras es más económica para la construcción civil”.

Para realizar el análisis comparativo, se utilizó el respectivo cómputo métrico (ver Tabla A1.28); obteniendo los precios parciales respecto de cada Ítem y posteriormente el presupuesto general de la obra (utilizando el programa Prescom.).

4.3.1 Precios unitarios del tinglado tradicional (a dos aguas) y parabólico

Se muestra, en la siguiente Tabla 4.4 y Tabla 4.5 los precios unitarios y parciales por Ítem; en donde la verdadera diferencia de costo se observa a partir del Ítem n° 9 (correspondiente al inicio de construcción de la cercha metálica).

Tabla 4. 6 Precios unitarios de ambos tinglados (Tradicional, Parabólico).

| DIFERENCIA DEL PRESUPUESTO UNITARIO | | | | | |
|--|---|-------------|--|---|-----------------------------------|
| OBRA GRUESA | | | | | |
| Nº | Descripción | Und. | Tinglado parabólico unitario (Bs) | Tinglado tradicional unitario (Bs) | Diferencia de precios (Bs) |
| 9 | ANCLAJES DE PLANCHA METÁLICA | pza | 393,14 | 393,14 | 0,00 |
| 10 | CERCHA CON PERFIL METÁLICO | pza | 4.061,98 | 4.538,75 | -476,77 |
| 11 | CUB. CAL. ONDUL. GALVA. N°28 CON CORREAS DE PERFIL LAMINADO AL FRÍO | m² | 249,83 | 249,83 | 0,00 |
| 12 | CUMBRERA DE CALAMINA PLANA GALVANIZADA N° 28 | m | 0,00 | 80,08 | -80,08 |
| Total presupuesto unitario: | | | 4.704,95 | 5.261,80 | -556,85 |
| Diferencia de precio unitario: Quinientos cincuenta y seis con 85/100 Bolivianos | | | | | |

Fuente: Prescom.

Tabla 4. 5 Precios parcial de ambos tinglados (Tradicional, Parabólico).

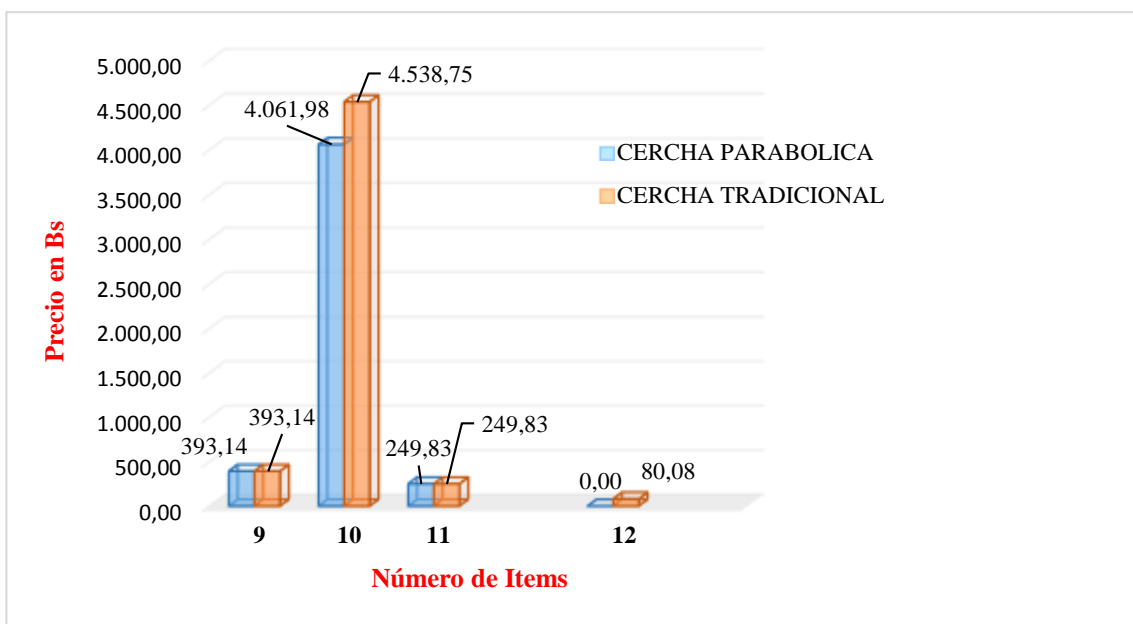
| DIFERENCIA DEL PRESUPUESTO PARCIAL | | | | | |
|--|---|-------------|---|--|-----------------------------------|
| OBRA GRUESA | | | | | |
| Nº | Descripción | Und. | Tinglado parabolico Parcial (Bs) | Tinglado tradicional Parcial (Bs) | Diferencia de precios (Bs) |
| 9 | ANCLAJES DE PLANCHA METÁLICA | pza | 5.503,96 | 5.503,96 | 0,00 |
| 10 | CERCHA CON PERFIL METÁLICO | pza | 28.433,86 | 31.771,25 | -3.337,39 |
| 11 | CUB. CAL. ONDUL. GALVA. N°28 CON CORREAS DE PERFIL LAMINADO AL FRÍO | m² | 85.057,12 | 86.900,87 | -1.843,75 |
| 12 | CUMBRERA DE CALAMINA PLANA GALVANIZADA N° 28 | m | 0,00 | 1.969,97 | -1.969,97 |
| Total presupuesto parcial: | | | 118.994,94 | 126.146,05 | -7.151,11 |
| Diferencia de precio parcial: Siete mil ciento cincuenta y uno con 11/100 Bolivianos | | | | | |

Fuente: Prescom.

Se puede observar claramente, que el menor costo en ambos presupuestos; unitario y parcial, corresponde al “Tinglado parabólico”.

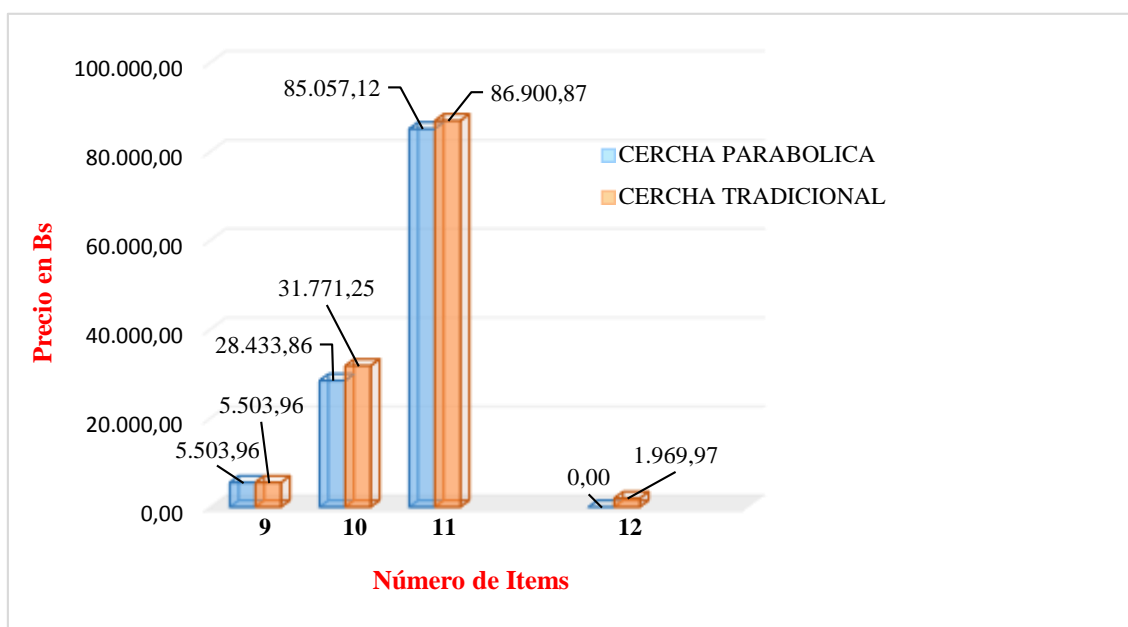
Para tener una clara visualización, en el análisis de los precios de ambos tinglados, se realizará unas gráficas; comparando de manera visual, los costos unitario y parcial, que empezará por el Ítem n°9; donde se da el inicio a la construcción de la cercha metálica.

Figura 4. 6 Gráfica de precios unitarios de los tinglados; Tradicional y Parabólico.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4. 7 Gráfica de precios parciales de los tinglados; Tradicional y Parabólico.



Fuente: Elaboración propia.

4.4 Análisis de los resultados

Visualizando las gráficas de la Figura 4.6 y Figura 4.7, la diferencia de precios entre una estructura metálica; tradicional y parabólica, se debe a las siguientes justificaciones mencionadas de aquí en adelante.

Ítem n°9: Anclaje de plancha metálica (Uní. Pza)

La diferencia de precio unitario, resulta favorable, para ambos tinglados.

Justificación

Esto se debe a los siguientes materiales:

Plancha metálica

Tanto del tinglado tradicional como el parabólico, utilizan el mismo espesor (t) como área de plancha metálica, no existiendo diferencia de costo; unitario y parcial.

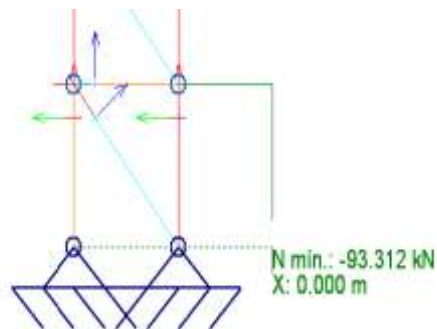
Pernos de anclaje

Tanto del tinglado tradicional como el parabólico, utilizan el mismo diámetro (d) y número de pernos ($N^{\circ}p$), no existiendo diferencia de costo; unitario y parcial.

Solicitaciones en cabeza de pilar

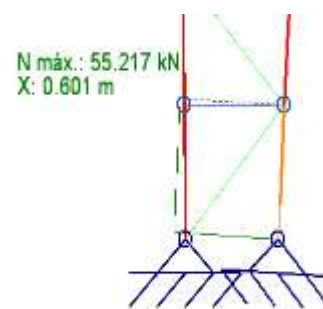
La única diferencia que se pudo analizar, es en la transferencia de esfuerzo en la cabeza del pilar (entre la cercha metálica con la columna de $H^{\circ}A^{\circ}$). El Tinglado parabólico transfiere menos esfuerzo en E.L.U, debido a que se trata de una cercha tipo Warren económica en su geometría y adaptable para todo tipo de cargas (gravitacionales como climatológicas).

Figura 4. 8 Esfuerzo en el pilar de la Estructura Tradicional.



Fuente: Cypecad.

Figura 4. 9 Esfuerzo en el pilar de la Estructura parabólica.



Fuente: Cypecad.

Ítem n° 10: Cercha con perfil metálico (Uní. pza)

La diferencia de precio unitario, favorable a la estructura parabólica es de: **476,77 Bs**

Justificación

La diferencia se puede apreciar, claramente en el tipo de cercha de construcción; lo que causa un aumento o disminución de los perfiles metálicos a emplearse, según la Tabla 4.7.

Tabla 4. 7 Perfiles usados en las Cerchas tipo; Warren y Warren reforzada.

| Perfil | Tinglado parabolico (m) Cercha tipo; WARREN | Tinglado tradicional (m) Cercha tipo; WARREN REFORZADA | Diferencia (m) |
|-------------------------|--|---|----------------|
| Costanera 80x40x15x2 | 117,35 | 142,83 | -25,48 |
| Costanera 80x40x15x3 | 3,76 | - | 3,76 |

Fuente: Elaboración propia.

Si se considera, que la longitud de una barra comercial costanera tiene una longitud de 6 m, el número de barras con el cual el tinglado parabólico es económico con el perfil costanera 80x40x15x2 en este Ítem es de; 4 barras y media.

Item n°11: Cubierta de cal. Ond. galva. n° 28 con correas de perfil (Uni. m²)

La diferencia de precio parcial, favorable a la estructura parabólica con: **1.843,75 Bs**

Justificación

La única justificación que puede afectar de manera drástica en este Ítem, es el área de la cubierta (Calamina); que tiene una diferencia de una a otra de; 7,38 m², favorable a la cubierta parabólica.

Item n°12: Cumbreira de calamina plana galvanizada n°28 (Uni. m)

La diferencia de precio unitario favorable a la estructura parabólica es de; **80,08 Bs**

Justificación

La única justificación, es que la estructura curva no lleva en su construcción este Ítem, por lo tanto, es 100% favorable para la ejecución de Tingado parabólicos, bajando el costo de la misma.

Conclusiones del aporte académico

Se llega a la conclusión, con todo lo analizado, que es factible la construcción de los tinglados parabólicos, debido a lo económico que resulta ser, en su ejecución en obra. Por lo tanto, la diferencia del presupuesto parcial (Δ_{parcial}) y unitario (Δ_{cercha}), solo de la estructura metálica; Tradicional y Parabólica (Modulo B), es de:

Diferencia de precio parcial (Δ_{parcial})

$$\Delta_{\text{parcial}} = P_{\text{parcial}} (\text{T. tradicional}) - P_{\text{parcial}} (\text{T. parabolico})$$

$$\Delta_{\text{parcial}} = 126.146,05 \text{ Bs} - 118.994,94 \text{ Bs} = 7.151,11 \text{ Bs}$$

Siete Mil Ciento Cincuenta y Uno con 11/100 bolivianos.

Precio favorable en la construcción de los tinglados curvos.

Diferencia de precio unitario (Δ_{cercha})

$$\Delta_{\text{cercha}} = P_{\text{unitario (T. parabolico)}} - P_{\text{unitario (T. tradicional)}}$$

$$\Delta_{\text{cercha}} = 4.704,95 \text{ Bs} - 5.261,80 \text{ Bs} = 556,85 \text{ Bs/cercha}$$

Quinientos Cincuenta y Seis con 85/100 bolivianos.

Precio favorable en la ejecución, por unidad de cercha; en los tinglados curvos.

CONCLUSIONES

Del presente proyecto: Diseño estructural “ESTACIÓN DE BOMBEROS VOLUNTARIOS "EL CORAZÓN DE TARIJA" (Zona el Tejar)", se llegó a las siguientes conclusiones:

Edificio administrativo del personal (MÓDULO A).

1. En el diseño de la losa maciza, se implantó una altura (h) constructiva de 10 cm (y no 8 cm), cumpliendo dentro de ella: el tamaño máximo del árido “Tma” (15 a 25 mm), el recubrimiento geométrico ($rg = 2,5$), como el recubrimiento mecánico; para las barras, de un diámetro mínimo de construcción de 10 mm.

La limitación de la flecha admisible, para la verificación de deflexiones, es:

$$\Delta_{adm.} = \frac{L}{300}$$

Debido a que no soporta tabiques o muros, sobre el forjado.

2. La armadura de refuerzo negativo, de la losa alivianada, solo se dispondrá en las zonas donde el momento de diseño (M_d) sea excesivo, pero de forma obligatorio la norma CBH-87 (punto 9.9.10.4.3), nos indica disponer una armadura de reparto en toda el área de la losa.

3. En el dimensionamiento de la viga, se tomó el máximo momento flector (M_{max}^+ o M_{max}^-), para el cálculo del peralte (h), y se asumió una base mínima (b_w) de columnas de; 25 cm, para pórticos de hormigón armado (según la norma CBH-87, punto 9.2).

Para el cálculo de la armadura longitudinal, el momento reducido de cálculo (μ_d), ingresa dentro del Dominio n°3, dándonos a entender, que el hormigón comprimido , como el acero traicionado, alcanzan las deformaciones de rotura por flexión (3,5 ‰ y 10 ‰, respectivamente), obteniendo secciones económicas y dúctiles.

Para el dimensionamiento de la armadura transversal, se tomó una resistencia de cálculo; $F_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$, debido a que el trabajo a tensiones superiores, con llevaría a deformaciones; que podrían causar un figuración excesiva. Por lo tanto, la armadura transversal tendrá una resistencia de cálculo de ; $F_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$, al trabajar con acero de resistencia característica; $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

Para el dimensionamiento de los pilares, se tomó la sección mínima ($b_w = 25\text{cm}$), correspondiente a pórticos de hormigón armado (según la norma CBH-87, punto 9.2).

Para el cálculo de la armadura longitudinal (columnas), las resistencias de cálculo del hormigón (F_{cd}), fue disminuida en un 10%, tomada en cuenta, debido a la reflujión en el proceso de compactación; en el vertido de hormigón de elementos columna.

Así también la resistencia de cálculo del acero (F_{yd}); fue limitada 400 N/mm^2 , debido a que la deformación de rotura en compresión simple, es de; 2 %. Por ello no se puede aprovechar en compresión simple toda la capacidad resistente de los aceros de elevado límite elástico ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$).

4. Como valor aceptable, la capacidad portante del suelo es de ; 3 Kg/cm^2 , valor con el cual se realiza el diseño de las zapatas aisladas, a una profundidad de fundación de 1,5m.

El cálculo de la armadura, para zapatas rígidas (Tipo I), se realizó por el método de la flexión, calculo mencionado y aplicado por la norma boliviana CBH-87.

Tinglado Metálico (MÓDULO B).

1. La deflexión admisible ($\Delta_{adm.}$), para la verificación de flechas, en la cubierta metálica, es de:

$$\Delta_{adm.} = \frac{L}{300}$$

Solo se calculará la deflexión instantánea ($\Delta_{instantánea}$), para este tipo de estructura; que no soporta tabiques o muros, sobre su cubierta, recomendación tomada, según la norma CBH-87 (punto: 9.9.10.4.3 “inciso g”).

2. Todos los elementos estructurales (montantes, diagonales, correas), cuya resistencia nominal (R_n) multiplicado por su respectivo factor de resistencia (ϕ_s), son mayores a la carga factorizada o de diseño (R_u).

$$\phi_s \times R_n \geq R_u$$

3. Se utilizó el tipo de soldadura, por arco manual con electrodo revestido (SMAW), con tipo de electrodo; “E70”, para todos los elementos estructurales con; $F_y = 36 \text{ Ksi}$.

4. El dimensionamiento de las columnas, tiene forma rectangular; debido a que, en la cabeza de pilar, se produce grandes tenciones de compresión o tracción, solicitadas por las columnas de acero (cuerda superior e inferior), que si llegan a estar muy juntas; las fuerzas de tracción o compresión crecen excesivamente, llegando a la rotura de los mismos en cabeza de pilar. Por esta razón, para disminuir estas tenciones, el brazo “Z” o la distancia de separación entre columnas metálicas (cuerda superior e inferior), debe

ser considerable o prolongado; causa por la cual la columna tiene este tipo de dimensión.

5. El dimensionamiento de la zapata asilada, tendrá forma rectangular. Ahora, debido a que la sollicitación del momento (Mdx) en cabeza de zapata, es predominante en la dirección "x", causando que la zapata crezca en esa longitud.

Se contabilizo el peso del suelo por encima de la zapata, de modo que al aumentar el axil estamos disminuyendo la excentricidad, con la finalidad de poder tener una distribución de presiones trapezoidal ($e_x \leq \frac{A}{6}$) y no triangular ($e_x > \frac{A}{6}$), dentro del terreno de fundación.

Aporte académico

Se llega a la conclusión, con todo lo analizado, que es factible la construcción de los tinglados parabólicos, debido a lo económico que resulta ser, en su ejecución en obra. Por lo tanto, la diferencia del presupuesto parcial (Δ_{parcial}) y unitario (Δ_{cercha}), solo de la estructura metálica; Tradicional y Parabólica (para el "Modulo B"), es de:

Diferencia de precio parcial (Δ_{parcial})

$$\Delta_{\text{parcial}} = P_{\text{parcial}} (\text{T. tradicional}) - P_{\text{parcial}} (\text{T. parabolico})$$

$$\Delta_{\text{parcial}} = 126.146,05 \text{ Bs} - 118.994,94 \text{ Bs} = 7.151,11 \text{ Bs}$$

Siete Mil Ciento Cincuenta y Uno con 11/100 bolivianos.

Precio favorable en la construcción de los tinglados curvos.

Diferencia de precio unitario (Δ_{cercha})

$$\Delta_{\text{cercha}} = P_{\text{unitario}} (\text{T. parabolico}) - P_{\text{unitario}} (\text{T. tradicional})$$

$$\Delta_{\text{cercha}} = 4.704,95 \text{ Bs} - 5.261,80 \text{ Bs} = 556,85 \text{ Bs/cercha}$$

Quinientos Cincuenta y Seis con 85/100 bolivianos.

Precio favorable en la ejecución, por unidad de cercha; en los tinglados curvos.