

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1 EL PROBLEMA

En muchas áreas rurales de nuestro país, la falta de acceso a productos frescos, alimentos nutritivos y servicios comerciales es una preocupación constante para sus habitantes. A pesar de la importancia de la agricultura y la producción local en estas comunidades, la infraestructura de mercado existente es insuficiente y a menudo obsoleta. Esto plantea un problema significativo en términos de calidad de vida, desarrollo económico y sostenibilidad en las áreas rurales.

1.1.1 PLANTEAMIENTO

El Municipio de Uriondo, no cuenta con un estudio de análisis del diseño y cálculo estructural para la construcción de un nuevo mercado en el Valle de la Concepción, pese a que cuenta con el diseño arquitectónico y los terrenos para su emplazamiento

Las principales causas para la ausencia de un estudio son:

- El gobierno Municipal, pese a que tiene las atribuciones necesarias para cumplir este trabajo, se ve impedido de hacerlo por las limitaciones en sus capacidades humanas, técnicas y económicas para su realización.
- El gobierno Municipal, desestimó una propuesta anterior, en razón a que el futuro mercado debería tener una identidad conforme a las características coloniales del Municipio
- La creciente demanda al Gobierno Municipal, por parte de la población del Valle de la Concepción para que gestione y se viabilice su elaboración del estudio y por ende su construcción.

Por estas causas, es necesario afrontar el problema con determinación y una estrategia integral que aborde sus raíces y consecuencias de manera efectiva y sostenible. Como ser las siguientes alternativas:

- Adaptación de los actuales ambientes a las necesidades de los comerciantes y consumidores
- Reposicionamiento de la propuesta de diseño arquitectónico anterior
- Diseño y cálculo estructural en lo que corresponde al diseño arquitectónico

1.1.2 FORMULACIÓN

La alternativa de diseño y cálculo estructural, en cual repercute en la construcción de un nuevo mercado para el Valle de la Concepción es la mejor para el presente como para el futuro; ya que solucionaría los problemas y generaría beneficios en la población.

Por este motivo, para la realización de esta alternativa se presenta el siguiente planteamiento estructural:

1. Ejecución de estudios previos (topografía y estudio de suelos), para analizar las características del lugar de emplazamiento.
2. Definiciones técnicas; elección de las normativas correspondientes, métodos de cálculos, y materiales a ser empleados.
3. Disposición estructural, ubicación y colocación de las columnas, vigas y otros componentes estructurales.
4. Análisis de cargas y obtención de máximos esfuerzos solicitantes.
5. Diseño y cálculo estructural.

1.1.3 SISTEMATIZACIÓN

Se planteo para la alternativa de diseño y cálculo estructural, como una estructura a porticada de H°A° en base a los siguientes elementos estructurales:

- Estructura de cimentación: zapatas aisladas, medianería y esquineras, con viga centradora y de atado.
- Estructura de edificación: Sustentada en columnas, vigas y losas.
- Estructura de entresijos: Losas reticular o casetonada.
- Estructura de las escaleras: Escaleras de H°A°.

- Estructura de cubierta: Estructura metálica compuesta por perfiles metálicos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 GENERAL

Realizar el análisis, diseño y cálculo estructural del Nuevo Mercado Central del Valle de la Concepción en el Municipio de Uriondo; de acuerdo a la norma NB1225001, que garantice la seguridad y estabilidad de la estructura, para el beneficio de la población.

1.2.2 SECUNDARIOS

- ❖ Realizar el estudio de suelos mediante el ensayo de penetración standart, complementario al existente para verificar y analizar los resultados anteriores; y así determinar la resistencia admisible del terreno.
- ❖ Realizar el análisis de cargas que intervienen en la estructura: cargas permanentes, cargas vivas y cargas de viento.
- ❖ Realizar el diseño y cálculo estructural, verificando que cumpla con la normativa; utilizando la herramienta Cypecad 2019.
- ❖ Realizar el cálculo estructural de la escalera helicoidal mediante la herramienta Cypecad 2019, posteriormente comparar los resultados con las metodologías de cálculo de: Bergman y Morgan.
- ❖ Elaborar los planos estructurales en detalle.
- ❖ Realizar el cómputo métrico de los ítems del proyecto con sus respectivas especificaciones técnicas y su cronograma de ejecución.
- ❖ Determinar el presupuesto general para el emplazamiento físico de la infraestructura.

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 ACADÉMICA

Aplicar los conocimientos previos adquiridos durante la formación profesional de la Carrera de Ingeniería Civil, especialmente en lo relacionado a la mención Estructuras, por lo que este proyecto será también un aporte académico en el área de la Ingeniería

Civil aplicada a la construcción de Infraestructuras para el comercio y el turismo para comunidades rurales, considerando criterios de calidad, economía y comodidad para los funcionarios y beneficiarios que acudan al mercado.

1.3.2 TÉCNICA

El diseño de la estructura del Mercado central del Valle, plantea una propuesta de solución técnica a las exigencias del diseño arquitectónico, lo cual plantea retos debido a la magnitud del proyecto a la estética y sobre todo formas que implican desafíos a la parte ingenieril, como por ejemplo la implementación de elementos estructurales como escaleras helicoidales, montacargas; como se plasma en los planos arquitectónicos en el **Anexo 3**. También se debe tener en cuenta los niveles de seguridad para el diseño de una infraestructura, lo cual debe ir asociado a la economía del proyecto, motivo por el cual se debe diseñar con secciones más efectivas y resistentes.

1.3.3 SOCIAL

El proyecto tendrá un gran significado a la población de la ciudad del Valle, puesto que este Mercado está ubicado en una zona estratégica en la ciudad. La infraestructura proporcionara varios beneficios a las personas como ser: la generación de nuevos empleos y oportunidades para el desarrollo económico en general y otro beneficio es que al ser el Valle una zona que es muy visitada por los turistas; la infraestructura impulsara el turismo.

1.4 ALCANCE DEL PROYECTO

1.4.1 GENERAL

- ✓ Se realizará de forma exclusiva el Diseño Estructural de toda la infraestructura propuesta teniendo como base el plano arquitectónico.
- ✓ No se realizará detalles de instalaciones eléctricas, instalaciones de gas, instalaciones de agua potable y/o sanitarias; dentro de lo que respecta al Mercado Central del Valle.
- ✓ Se contemplará para el desarrollo del presupuesto general, cómputos métricos y precios unitarios; únicamente a los que corresponde como el diseño estructural u obra gruesa.

- ✓ El cronograma de ejecución propuesto para esta obra, solamente contempla los trabajos estructurales u obra gruesa.

1.4.2 RESULTADOS A LOGRAR

- Estudio de suelos realizado mediante el ensayo de penetración estándar complementario de la capacidad portante del suelo
- Las cargas que intervienen en la estructura (cargas, vivas y cargas de viento)
- Diseño y cálculo estructural realizado, verificando que cumpla con la normativa utilizando la herramienta Cypecad 2019.
- Cálculo estructural de la escalera helicoidal elaborado mediante la herramienta Cypecad 2019 comparando con otras metodologías de cálculo
- Planos estructurales del mercado realizado a detalle.
- Cómputos métricos de los ítems del proyecto.
- Presupuesto general para el emplazamiento físico de la infraestructura elaborado

1.4.3 APORTE ACADÉMICO

Se realizó el diseño estructural de la escalera helicoidal. Para el desarrollo del aporte académico se investigó metodologías y procesos de cálculo estructural para este tipo de escaleras. Finalmente, se realizó la comprobación y verificación con lo obtenido en el programa Cypecad 2019.

1.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

1.5.1 LOCALIZACIÓN

El proyecto se localiza en la ciudad del Valle de la Concepción, perteneciente al municipio de Uriondo, correspondiente a la provincia Avilés del departamento de Tarija.

Tabla 1.1 Coordenadas de ubicación del proyecto

Coordenadas	Norte	Este	Altura (m.s.n.m)
UTM	328869.80 m	7599820.95 m	1713

Fuente: Elaboración propia

Figura 1.1 Ubicación Geográfica del proyecto



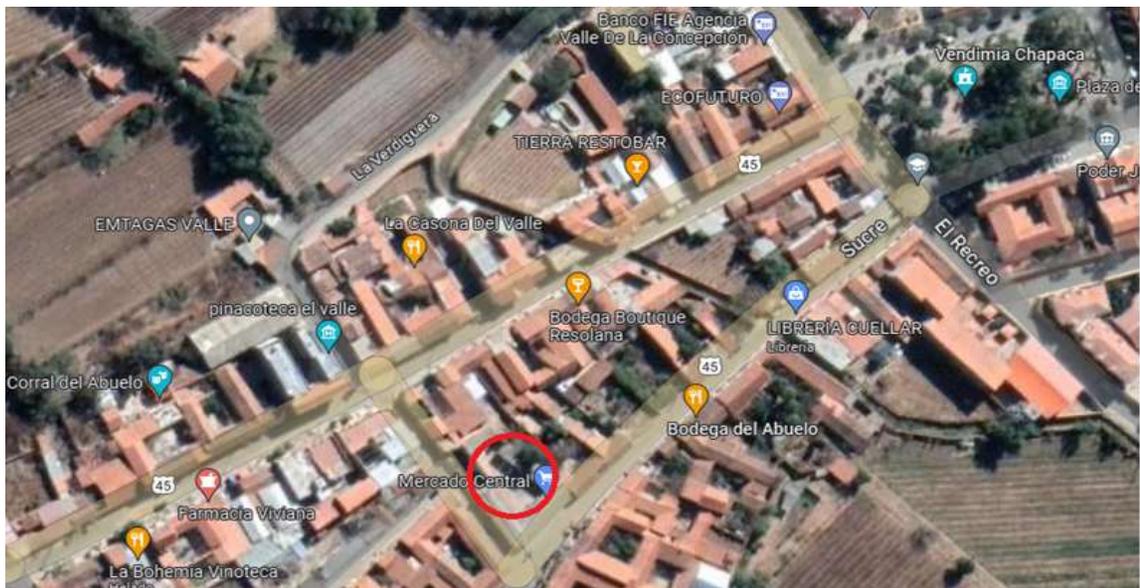
Fuente: Imágenes Google

1.5.2 UBICACIÓN ESPECÍFICA

Tomando como referencia la plaza principal del Valle de la Concepción, el mercado se encuentra aproximadamente a unos 150 metros en dirección suroeste.

El sitio de emplazamiento se encuentra en la esquina entre las calles: Sucre y La Verdiguera

Figura 1.2 Imagen satelital del Mercado Central del Valle de la Concepción



Fuente: Google Earth

1.6 INFORMACIÓN SOCIOECONÓMICA RELATIVA AL PROYECTO

1.6.1 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

De acuerdo a datos extra oficiales proporcionados por el gobierno Municipal de Uriondo, el año 2024 la población alcanzaría a 15.817 habitantes, de los cuales 50.37% son hombres y 49.63% son mujeres siendo toda la población, como se indica en el cuadro adjunto.

Tabla 1.2 Población empadronada por sexo, según grupos de edad

POBLACIÓN EMPADRONADA POR SEXO, SEGÚN GRUPOS DE EDAD			
Grupo de edad	Total	Hombres	Mujeres
Total	15.817	7.967	7.850
0-3	1.225	617	608
4-5	553	279	274
6-19	4.615	2.323	2.292
20-39	4.956	2.495	2.461
40-59	2.864	1.442	1.422
60-más	1.604	807	797

Fuente: Gobierno Municipal de Uriondo

1.6.2 ASPECTOS ECONÓMICOS

La principal actividad económica de los pobladores del Municipio es la agricultura que es el pilar de la actividad económica de la población, sin dejar de lado la ganadería entre estos podemos nombrar los siguientes cultivos de papa, cebolla, arveja, pero principalmente el cultivo de la vid donde les reditúa buenos dividendos cuyo producto además de ser para consumo de mesa, es decir para su comercialización y una parte para la elaboración de vino y singani y la cría de ganado como ser vacas, porcinos, caprinos

Los productos generalmente son trasladados a los mercados de la ciudad de Tarija, donde es fijado con precios estables, sin embargo, en los últimos tiempos se está llevando la producción al resto del país. Principalmente a Santa Cruz.

Tabla 1.3 Actividad Económica de la población del municipio de Uriondo

ACTIVIDAD ECONÓMICA Y CATEGORÍA OCUPACIONAL (1)			
Actividad económica	Total	Hombres	Mujeres
Total	8.418	4.829	3.589
Agricultura, ganadería, caza, pesca y silvicultura	6.189	3.842	2.347
Minería e Hidrocarburos	3	2	1
Industria manufacturera	106	49	57
Electricidad, gas, agua y desechos	4	1	3
Construcción	330	317	13
Comercio, transporte y almacenes	424	195	229
Otros servicios	755	217	538
Sin especificar	249	117	132
Descripciones incompletas	358	89	269

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE)

1.6.3. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES

Contar con los servicios básicos, es de vital importancia. Los servicios con que deben contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros.

En este apartado las áreas de influencia del proyecto cuentan con los servicios anteriormente citados.

- **SERVICIOS AGUA POTABLE**

En la actualidad el valle, y en especial el mercado central cuenta con un sistema de agua potable, el agua potable es escasa en algunos meses del año.

- **SERVICIO DE ALCANTARILLADO**

El valle de la concepción cuenta con servicios de alcantarillado sanitario en red, lo que implica que el mercado cuenta con ese servicio de alcantarillado.

- **SERVICIOS DE ELECTRICIDAD**

El municipio de Uriondo, “Valle de la Concepción” cuenta con energía eléctrica, con una cobertura del 80% hacia la familia consumidoras, y por ende el mercado central del valle cuenta con este servicio básico.

- **SERVICIOS DE EDUCACIÓN**

El municipio de Uriondo cuenta con varias unidades educativas, donde se imparte educación desde el nivel inicial, primario y secundaria.

El analfabetismo en la zona acusa una marcada discriminación educativa. Esta situación influye de manera directa en el comportamiento social y en las oportunidades socioeconómicas de la sección en general y de las familias en particular

- **SERVICIOS DE SALUD**

La red de salud de Uriondo, se encuentra conformado por un Directorio Local de salud, cuenta con su equipo de gerencia completo, una red de servicios de 1er nivel a atención de 3 centros de salud 5 puestos de salud.

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Un levantamiento topográfico es un procedimiento mediante el cual se recopila información detallada sobre la superficie de la Tierra y sus características. Este proceso implica la medición precisa de puntos en el terreno para determinar elevaciones, distancias y ubicaciones geoespaciales. Los levantamientos topográficos son llevados a cabo por topógrafos utilizando instrumentos especializados como estaciones totales, teodolitos y receptores GPS.

2.2. ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos es una parte fundamental en el campo de la ingeniería civil, la construcción, y tiene como objetivo principal entender las propiedades físicas y químicas del suelo en un área específica. A continuación, se mencionará los principales ensayos para la caracterización del suelo:

2.2.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

El análisis granulométrico constituye un procedimiento fundamental en la geotecnia y la ingeniería de suelos, destinado a examinar la distribución de tamaños de partículas presentes en una muestra de suelo. Esta técnica resulta esencial para comprender las propiedades físicas del suelo y su desempeño en una variedad de aplicaciones, tales como la construcción de cimentaciones, carreteras, presas.

Este método de análisis se emplea para determinar la gradación de materiales propuestos para su uso como agregados, o que ya están siendo utilizados como tales. Los resultados obtenidos se representan mediante una curva granulométrica, que proporciona una visualización gráfica de la estructura del suelo en términos del tamaño de las partículas que lo componen.

Tabla 2.1 Tamaño de los tamices U.S Estándar

Tamiz N ^o	Tamaño (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: Principio de Ingeniería de cimentaciones – Braja M. Das

2.2.2 LÍMITES DE ATTERBERG

Los ensayos de límite de Atterberg son procedimientos utilizados para determinar las propiedades plásticas y líquidas de un suelo. Hay tres límites de Atterberg principales:

- a) Límite Líquido (LL): Es el contenido de humedad en el cual el suelo cambia de un estado plástico a un estado líquido.
- b) Límite Plástico (LP): Este límite es el contenido de humedad en el cual el suelo cambia de un estado semisólido a un estado plástico.
- c) Índice de Plasticidad (IP): Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico ($IP = LL - LP$).

2.2.3 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

➤ CLASIFICACIÓN AASHTO

Se utiliza para clasificar suelos en el contexto de diseño y construcción de carreteras.

Las principales categorías de suelos en la clasificación AASHTO son:

- Gravas (G): Suelos con partículas más grandes que las arenas, predominantemente gruesos.

- Arenas (S): Suelos con partículas más pequeñas que las gravas, pero más grandes que los limos.
- Limos (A): Suelos con partículas más pequeñas que las arenas, pero más grandes que las arcillas.
- Arcillas (C): Suelos con partículas finas y cohesivas.

➤ **CLASIFICACIÓN UNIFICADA (SUCS)**

Es un sistema utilizado en ingeniería geotécnica para clasificar suelos según sus características físicas y propiedades. Este sistema se divide en dos partes:

a) Parte Granular:

- Gravas (G): Partículas gruesas, incluyendo gravas y cantos rodados.
- Arenas (S): Partículas de tamaño intermedio, más pequeñas que las gravas y más grandes que los limos.
- Limetas (M): Suelos finos con partículas más pequeñas que las arenas, pero más grandes que las arcillas.

b) Parte Fina:

- Arcillas (C): Suelos finos y cohesivos, con partículas muy pequeñas.
- Limetas (M): Suelos finos, no cohesivos, con partículas más pequeñas que las arenas, pero más grandes que las arcillas.
- Suelos Orgánicos (O): Suelos ricos en materia orgánica.

2.2.4 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Consiste en registrar el número de golpes necesarios para que una cuchara normalizada (cilíndrica y hueca), de gran robustez (con un diámetro exterior de 51 mm e interior de 35 mm, lo que proporciona una relación de áreas superior a 100), penetre a una profundidad específica. Esta cuchara permite recoger una muestra naturalmente alterada en su interior. Tanto el peso de la masa como la altura de la caída libre están estandarizados, siendo de 63.5 kg y 76.2 cm respectivamente.

El objetivo principal de esta prueba es determinar la capacidad de carga del suelo. Se compone de dos fases bien definidas: trabajo de campo y análisis en laboratorio.

2.3. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico es tanto el proceso como el producto de la planificación, el diseño y la construcción. La arquitectura se refiere a la planificación, el diseño, la construcción de la forma, el espacio y el ambiente.

2.4. IDEALIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

En términos generales, el proceso de diseño implica determinar el conjunto de componentes, respetando las limitaciones y directrices establecidas por las normativas pertinentes.

2.4.1. SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA

El diseño del Mercado Central del Valle, presenta dos tipos de cubierta:

2.4.1.1 CUBIERTA DE LOSA CASETONADA O LOSA RETICULAR

Estas cubiertas permiten abarcar áreas más extensas que las losas sólidas, siendo una opción frecuente en estructuras comerciales, industriales y residenciales. Ofrecen una solución eficaz para cubrir grandes espacios con la menor cantidad de material posible, manteniendo una mayor solidez y resistencia estructural.

2.4.1.2 CUBIERTA DE ESTRUCTURA METÁLICA CON CUBIERTA ONDULINE

Una cercha tipo monopitch es una estructura triangular para techos inclinados con un solo lado inclinado, apoyada en una pared o columna.

Figura 2.1 Cercha tipo Monopitch



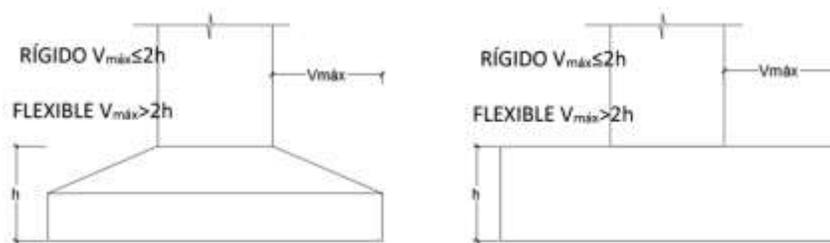
Fuente: Google, Pág. DOCPLAYER

2.4.2. SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

La estructura de sustentación de la edificación está de acuerdo a cómo trabaja la estructura, el plano arquitectónico, y el tipo de suelo de fundación. En este caso será estructura a porticada, tomando cada una de las dimensiones definidas en el plano arquitectónico.

2.4.3. FUNDACIONES

Figura 2.2 Cimentaciones Rígidas y Flexibles



Fuente: Elaboración propia

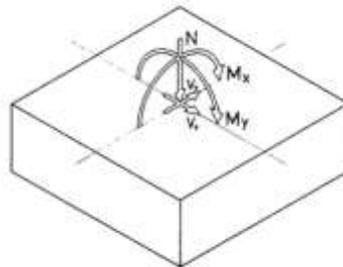
2.4.3.1 CIMENTACIONES FLEXIBLES

Dentro del grupo de cimentaciones flexibles se encuentran: Las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que $2h$, siendo h el canto máximo.

2.4.3.2 CIMENTACIONES RÍGIDAS.

Dentro del grupo de cimentaciones rígidas encuentran: Los encepados o trabados cuyo vuelo " v " en la dirección principal de mayor vuelo es menor que $2h$, siendo h el canto máximo.

Figura 2.3 Esfuerzos en cimentación rígida

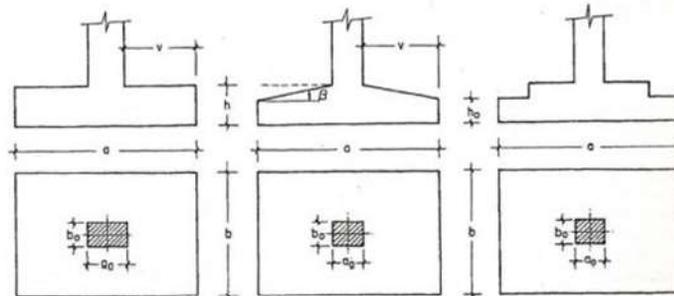


Fuente: Instrucción Española de Hormigón Estructural Art. 59

2.4.3.3 ZAPATAS AISLADAS

Estas zapatas son responsables de transferir la carga de una columna individual al suelo. Pueden variar en su forma geométrica según las necesidades específicas, siendo ideales para estructuras de hasta cinco plantas o terrenos con una buena capacidad de resistencia.

Figura 2.4 Formas de las zapatas aisladas



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya 13ª Ed.

2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL

El Diseño estructural es el proceso de seleccionar y diseñar los componentes estructurales, como columnas, vigas, losas y cimentaciones, que cumplen con los requisitos de resistencia, estabilidad y durabilidad.

2.5.1. ANÁLISIS DE CARGAS

2.5.1.1 COMBINACIÓN DE CARGAS PARA EL HORMIGÓN ARMADO

Según la “Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB1225001”.

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi R_n = R_u$$

La resistencia requerida U , debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de las siguientes combinaciones. Debiendo investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

Tabla 2.2 Combinaciones de carga

Estructura vacía:	$U = 1,4 (D + F)$
Estructura con sobrecargas:	$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Estructuras de cubierta:	$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1 L \text{ ó } 0,80 W)$
Acción de viento:	$U = 1,2 D + 1 W + 1 L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Acción sísmica:	$U = 1,2 D + 1 E + 1 L + 0,20 S$
Acción de viento + empujes de suelo:	$U = 0,9 D + 1 W + 1,6 H$
Acción sísmica + empujes de suelo:	$U = 0,9 D + 1 E + 1,6 H$

Fuente: NB 1225001 Tabla 5.3.1

Donde:

D = Cargas permanentes.

E = Efectos de carga producidos por el sismo

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

L = Cargas vivas.

L_r = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

W = Carga por viento.

La estructura está sometida a cargas muertas y cargas de uso, que son las cargas para la cual está diseñada la estructura. Pero a su vez también está sometida a cargas dinámicas como la acción del viento.

- **Cargas muertas**

Estas fuerzas se generan por el propio peso de la estructura, soportando las cargas provenientes de los elementos que sostiene, cuyas medidas se establecen durante el análisis. Además, incluye las cargas permanentes derivadas de los pesos de todos los elementos de construcción, instalaciones fijas, entre otros.

- **Cargas de Uso**

Son todas las cargas que puedan actuar sobre la estructura en función de su uso como personas, muebles, vehículos, etc. Para esto la Norma Boliviana de Hormigón Estructural nos brinda la siguiente tabla con valores mínimos para las cargas de uso.

Tabla 2.3 Valores mínimos de sobrecargas de uso en estructuras

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Estadios		
- Sin asientos fijos	5,0	
- Con asientos fijos (ajustados al piso)	4,0	
Escaleras y vías de salida (2)		
- Viviendas y hoteles en áreas privadas	3,0	
- Todos los demás ambientes	5,0	
Escotillas y claraboyas		1,0
Fábricas	Véase 4.12	
- Manufactura liviana	6,0	9,0
- Manufactura pesada	12,0	14,0
Garajes		
- para automóviles solamente	2,5	Véase 4.10
- Para vehículos de hasta 9 pasajeros	5,0	Véase 4.10
Camiones y ómnibus	Véase 4.10.3	
Gimnasios, áreas principales y balcones (3)	5,0	
Hospitales		
- Salas de operaciones, laboratorios	3,0	4,5
- Habitaciones privadas	2,0	4,5
- Salas	2,0	4,5
- Corredores en piso superiores a planta baja	4,0	4,5
- Salas para equipos especiales	5,0	

Fuente: Norma Boliviana de Acciones sobre las Estructuras NB 1225002

- **Cargas dinámicas**

Las fuerzas dinámicas engendran vibraciones o sacudidas en la estructura, a diferencia de las cargas estáticas que permanecen constantes. Estas fuerzas, como el viento o los sismos, surgen y desaparecen de manera rápida y espontánea. Para evaluar la carga del viento, se puede calcular a través de:

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

Donde:

q_z = Es la presión dinámica del viento

V = Es la velocidad del viento; donde la NB 1225003

K_z = Es el factor de direccionalidad del viento

K_{zt} = El factor de topografía del terreno

K_d = El factor en función a la exposición de la estructura

I = Es el factor de importancia

Para el estudio y entendimiento de la presión ocasionada por el viento se debe leer a detalle la Norma Boliviana de Acción del Viento NB 1225003.

2.5.2. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA

2.5.2.1 CUBIERTA DE LOSA CASETONADA O LOSA NERVADA

Una primera aproximación de la altura losa es la expresión: $h=l/20$ o $l/25$. Dentro de este parámetro estará también contemplada la altura de la capa de compresión de la losa que será de 5 cm el resto de la altura la llevará el complemento (plastroformo) para dar la altura definitiva a la losa alivianada con viguetas pretensadas.

2.5.2.2 CUBIERTA DE ESTRUCTURA METÁLICA

2.5.2.3.1 NORMA DE DISEÑO

El diseño estructural de la cubierta metálica está basado en el “Reglamento del LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño)”. El objetivo principal de las especificaciones LRFD es proporcionar una fiabilidad uniforme de estructuras de acero en distintos estados de carga. El método LRFD puede resumirse en la fórmula:

$$R_u \leq \phi * R_n$$

“ R_u ” es la resistencia última requerida y representa la suma de los distintos efectos de las cargas multiplicados por sus respectivos factores de carga. La resistencia de diseño, es la Resistencia nominal o R_n multiplicada por un factor de reducción de resistencia

Tabla 2.4 Factores de reducción de resistencia

Símbolo	Valor	Descripción
ϕ_t	0,90	Para elementos en tensión por fluencia.
ϕ_r	0,75	Para elementos en tensión por ruptura.
ϕ_c	0,85	Para elementos en compresión.
ϕ_b	0,90	Para elementos en flexión.
ϕ_v	0,90	Para elementos sometidos a esfuerzo cortante

Fuente: LRFD, Normativa.; ASCE/SEI 7; Diseño de estructuras de acero. (16ª. ed.).

Combinaciones de carga

Tabla 2.5 Combinación de carga para el método de resistencia última

MÉTODO LRFD	
1.	1,4D
2.	1,2D + 1,6L + 0,5(Lr o S o R)
3.	1,2D + 1,6(Lr o S o R) + (0,5L o 0,8W)
4.	1,2D + 1,6W + 0,5L + 0,5(Lr o S o R)
5.	1,2D ± 1,0E + 0,5L + 0,2S
6.	0,9D ± (1,6W o 1,0E)

Fuente: LRFD, Normativa.; ASCE/SEI 7; Diseño de estructuras de acero. (16ª. ed.).

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva debido a equipo y ocupación.

Lr: Carga viva de techo

S: Carga de nieve

R: Carga de lluvia o hielo

W: Carga de viento

E: Carga por sismo

2.5.2.3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

- **Acero**

El acero estructural es ideal para la edificación de construcciones con amplias distancias y elevaciones considerables. Entre sus atributos destacan:

- Buena resistencia tanto a tracción cuanto a compresión.
- Presentarse en obra en piezas prismáticas rectas.
- Tener problemas de enlace.

Tabla 2.6 Factores de resistencia característica

Factores de resistencia característica		
ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima F_r (Ksi)
A - 36	36 – 32	58 - 80
A - 529	42	60 - 85
A - 441	40 – 50	60 - 70
A - 572	42 – 65	60 - 80
A - 242	42 – 50	63 - 70
A - 588	42 – 50	63 - 70
A - 514	90 – 100	100 - 130

Fuente: LRFD, Normativa.; ASCE/SEI 7; Diseño de estructuras de acero. (16ª. ed.).

- **Propiedades mecánicas del acero**

La expresión analítica de esta relación es la conocida ley de Hooke, donde E, pendiente de la recta del diagrama lineal, se denomina módulo de elasticidad o módulo de Young del material, que a efectos de cálculo para cualquier clase de acero laminado se toma como: $E = 2.100.000 \text{ Kgf/cm}^2$.

- **Propiedades para el diseño del acero**

Módulo de elasticidad $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de corte $G = E/2.6 = 808000 \text{ kgf/cm}^2$

Coefficiente de poisson $\mu = 0.3$

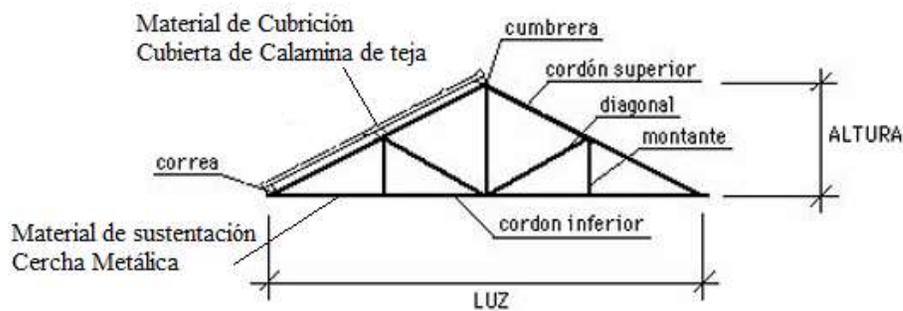
Peso unitario $\rho = 7850 \text{ Kgf/cm}^3$

Coefficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ C$

2.5.2.3.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La estructura posee múltiples componentes que le confieren solidez. Un sistema de cerchas, compuesto por segmentos metálicos con variadas denominaciones según su posición, se entrelaza para conformar triángulos, y los puntos de conexión se conocen como nudos, tratados como articulaciones en los cálculos estáticos. Cada componente soporta fuerzas de compresión o tracción dependiendo de las exigencias estructurales.

Figura 2.5 Elementos estructurales de una cercha



Fuente: Imágenes Google

2.5.2.3.4 DISEÑO DE ELEMENTOS

- **Elementos sometidos a tensión axial**

En el contexto del análisis de carga axial bajo tensión, el método de diseño LRFD establece dos límites de resistencia que deben considerarse al determinar el área de la sección utilizada para soportar las cargas aplicadas. El primero se concentra en prevenir la deformación excesiva del elemento bajo tensión, garantizando que este no alcance su punto de fluencia. El segundo límite de resistencia implica evaluar la posibilidad de ruptura del elemento, que ocurre cuando este alcanza su máxima capacidad de resistencia.

$$Tu \leq \phi_t * Tn \rightarrow Tu \leq \phi_t * fy * Ag$$

Donde:

Tu: Es la carga última en tensión producto de la combinación más desfavorable.

Tn: Resistencia nominal en tensión del elemento.

f_y : Esfuerzo de fluencia del elemento a tensión.

A_g : Área necesaria para evitar la fluencia del material a tensión.

ϕ_t : Factor de reducción de resistencia, 0.90 para elementos en tensión por fluencia (LRFD). Sustituyendo en la ecuación anterior el valor de ϕ se deduce una ecuación para obtener el área de la sección transversal (área gruesa) del elemento a tensión para soportar el estado límite de tensión por fluencia.

$$T_u \leq 0.9 * f_y * A_g$$

De igual forma para la obtención de la ecuación de diseño para el estado límite de ruptura de un elemento a tensión, se deduce de la siguiente ecuación.

$$T_u \leq \phi_t * T_n \rightarrow T_u \leq \phi_t * f_u * A_e$$

Donde:

f_u : Esfuerzo último del acero.

A_e : Área efectiva para evitar la ruptura del material a tensión.

ϕ_t : Factor de reducción de resistencia, 0.75 para elementos en tensión por ruptura (LRFD).

$$T_u \leq 0.75 * f_u * A_e$$

De la evaluación de los esfuerzos en los elementos sometidos a cargas axiales en tensión, se deduce para el método de diseño de resistencia última (LRFD) en el estado límite por deformación excesiva y el estado límite de ruptura.

$$A_g = 1.11 * \frac{T_u}{f_y} \qquad A_g = 1.13 * \frac{T_u}{f_u}$$

- **Elementos sometidos a compresión axial**

Para elementos sometidos a esfuerzos de compresión axial la ecuación que rige el diseño de dichos elementos es la siguiente:

$$C_u \leq \phi_c * C_n \rightarrow C_u \leq \phi_c * f_{cr} * A_g$$

Donde:

Cu: Carga última

Cn: Resistencia nominal en compresión del elemento.

fcr: Esfuerzo crítico de pandeo.

Ag: Área neta o área gruesa del elemento en compresión.

Øc: Factor de reducción de resistencia igual a 0,85 para elementos en compresión.

Los valores de esfuerzo crítico de pandeo (fcr) se calculan utilizando las ecuaciones previamente mencionadas:

$$Cu \leq 0.85 * fcr * Ag$$

- **Elementos sometidos a esfuerzos de flexión**

Los componentes sujetos a flexión, típicamente diseñados utilizando las tablas LRFD de la AISC, tienen su ecuación de diseño derivada mediante esta expresión:

$$Mu \leq \phi_b * Nn$$

Donde:

Mu: Es el momento de flexión último, producto de la combinación más desfavorable.

Nn: Momento nominal máximo a flexión del elemento.

Øb : Factor de reducción de resistencia igual a 0,90 para elementos sometidos a flexión (LRFD). Se de tener en cuenta que para el factor de reducción de resistencia para elementos en flexión es Øb =0,90.

$$Z \leq \frac{Vp}{0.9 * fy}$$

2.5.3. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

2.5.3.1 RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

La resistencia característica del proyecto $f'c$ es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión como base de los cálculos, asociados a un nivel de confianza del 95% de denomina también resistencia especificada.

2.5.3.2 RESISTENCIA DE CÁLCULO

El valor de $f'c$ debe ser especificado en los en los documentos de construcción y debe estar de acuerdo con los siguientes lineamientos: Límites para $f'c$, Requisitos de Durabilidad y Requisitos de resistencia estructural.

Tabla 2.7 Resistencia especificada a compresión $f'c$

Aplicación	Hormigón	f'_c Mínimo, MPa	f'_c Máximo, MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35 [1]
[1] Este límite puede ser excedido cuando la evidencia experimental demuestre que los elementos estructurales hechos con hormigón liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con hormigón de peso normal de la misma resistencia.			

Fuente: NB 1225001. Tabla 19.2.1.1.

Consideraciones en estructuras de hormigón armado:

El módulo de elasticidad referencial para hormigón de peso norma en MPa es de:

$$E_c = 3830 * \sqrt{f'c}$$

Para efectos de esta Guía le resistencia mínima debe ser de 21 MPa, pero se recomienda utilizar 25 MPa.

2.5.3.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño de un elemento, se debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable. El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\phi S_n \geq U$$

2.5.3.4 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL Y CONEXIONES

Tabla 2.8 Factores de reducción de resistencia

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han anclado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
b)	Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
c)	Torsión	0,75	—
d)	Aplastamiento	0,65	—
e)	Zonas de anclajes de pos-tesado	0,85	—
f)	Cartelas y ménsulas	0,75	—

Fuente: NB 1225001. Tabla 21.2.1

2.5.3.5 CARACTERÍSTICAS Y GEOMETRÍA DE LOS ACEROS

Las barras y alambres no tensionados deben tener corrugaciones, salvo las barras lisas o alambres que se pueden usar en espirales. La resistencia a la fluencia de las barras y alambres no tensionados debe ser evaluada mediante:

2.5.3.5.1 CARACTERÍSTICAS DEL ACERO

Las variedades de barras y cables de refuerzo no pretensados deben ser detalladas según las necesidades específicas de la estructura y deben estar en conformidad con la Tabla 20.2.2.4a de la NB 1225001.

De acuerdo con el apartado 3.5.3, el acero corrugado debe satisfacer los criterios establecidos para las barras corrugadas en una de las siguientes normativas: ASTM A 615M, ASTM A 706M y ASTM A 996M.

2.5.3.5.2 MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL

El módulo de elasticidad, E para barras y alambres no pretensados puede tomarse como 200.000 MPa.

2.5.3.5.2 DIÁMETROS DE ACEROS COMERCIALES EN BOLIVIA

Los diámetros comerciales que establece la NB 1225001 se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.9 Diámetros de Barras Comerciales en Bolivia

DIÁMETRO NOMINAL d_b mm	DIÁMETRO REAL mm	ÁREA NOMINAL mm ²	MASA NOMINAL, kg/m
4,2	4,2	14,0	0,111
6	6,0	28,0	0,222
8	8,0	50,0	0,395
10	10,0	78,5	0,616
12	12,0	113,0	0,888
16	16,0	201,0	1,578
20	20,0	314,0	2,466
25	25,0	491,0	3,853
32	32,0	804,0	6,313

Fuente: NB 1225001 Anexo A-2

2.5.3.5.3 REQUISITOS PARA RECUBRIMIENTOS ESPECIFICO DE HORMIGÓN

Tabla 2.10 Recubrimientos Mínimos para Hormigón Armado colocado en obra

	CONDICIÓN	Recubrimiento mínimo, en mm
a)	Hormigón colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él. (NO incluye el espesor de la capa de limpieza)	40
b)	Hormigón expuesto a la intemperie: Barras $d_b > 16$ mm	30
	Barras $d_b \leq 16$ mm, alambre MW200 o MD200	25
c)	Hormigón no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: Losas, muros, viguetas: Barras $d_b > 32$ mm Barras $d_b \leq 32$ mm	25 20 pero $\geq d_b$
	Vigas, columnas: Armadura principal.	d_b $20 \leq rec \leq 40$
	Estribos abiertos y cerrados. Zunchos en espirales	20 30
	Cáscaras y placas plegadas: Barras $d_b > 16$ mm Barras $d_b \leq 16$ mm, alambre MW200 o MD200	20 15

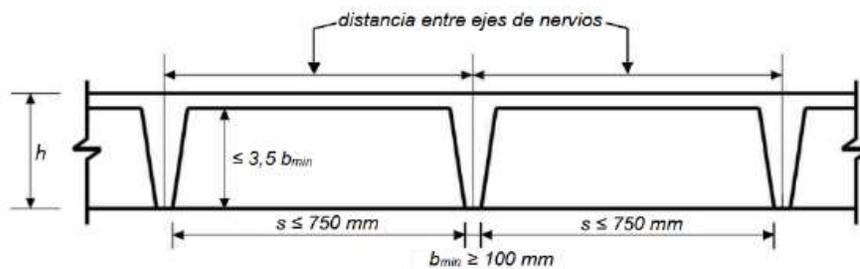
Fuente: NB 1225001 Anexo A

2.5.4 LOSAS RETICULARES

El diseño del sistema se basa en la intersección de vigas en ambas direcciones, creando una red o malla. La reducción de peso se consigue mediante el uso de bloques de casetones, que pueden ser desechables o reutilizables. Las vigas, también conocidas como nervaduras, se construyen con hormigón armado y están cubiertas con una capa de compresión en la parte superior.

Pre dimensionamiento

Figura 2.6 Limitaciones dimensionales para losas nervadas



Fuente: NB 1225001

Espesor de la base de la nervadura:

$$b_{min} \geq 100 \text{ mm}$$

Espaciamiento libre entre nervaduras:

$$s \leq 750 \text{ mm}$$

Altura de nervadura:

$$h_{nervio} \geq 3,5 * b$$

El espesor de la losa de hormigón sobre los encofrados perdidos debe cumplir con:

$$h_f \geq \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ mm} \\ \frac{1}{12} * s \end{array} \right\}$$

Cuando se utilicen encofrados, el espesor de la losa de hormigón:

$$hf \geq \left\{ \begin{array}{l} 50mm \\ \frac{1}{12} * s \end{array} \right\}$$

La separación de armadura de retracción y temperatura debe cumplir con:

$$s_{max} \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 * h \\ 450mm \end{array} \right\}$$

2.5.4.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

El cálculo de las armaduras para flexión y cortante se realiza tratando la estructura como una viga en forma de T, utilizando las mismas pautas descritas en la sección 2.7.2 sobre vigas.

La armadura de distribución se refiere a la armadura necesaria para contrarrestar los efectos de la retracción y la temperatura, y debe cumplir con las especificaciones detalladas en la Tabla 2.10-1.

Según la normativa NB 1225001, la armadura mínima requerida para la flexión en losas de dos direcciones debe cumplir con:

Tabla 2.11 Recubrimientos Mínimos para Hormigón Armado colocado en obra

Tipo de armadura	f_y , MPa	$A_{s,min}$ mm ²
Armadura corrugada	< 420	$0,0020 A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de: $\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} A_g$
		$0,0014 A_g$

Fuente: NB 1225001

Verificaciones:

Usualmente, estas losas están propensas a experimentar fallos debido a momentos y punzonamientos cerca de la esquina donde se encuentra una columna. Por ende, es esencial comprobar si la losa puede resistir tales cargas; de lo contrario, se requiere recurrir a ábacos

2.5.4.2 ÁBACOS

- **Ábaco para el momento**

El ábaco para el esfuerzo de momento se hace uso cuando el momento límite que resiste la losa es menor al momento máximo a la que está sometida.

$$M_{lim} \leq M_{max}$$

Para determinar el momento límite de la losa la Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001, indica que el bloque de compresiones límite será:

$$y_{lim} = 0.85 * x_{lim}$$

$$\text{Donde: } x_{lim} = \frac{3}{8} * d$$

- **Ábaco para punzonamiento**

Se hace uso cuando el cortante límite es menor al cortante máximo a la que está sometida la losa, es decir:

$$V_{lim} \leq V_{max}$$

El cortante límite es el esfuerzo cortante que resiste el hormigón y se lo puede determinar mediante las fórmulas expuestas en 2.7.2. Vigas.

2.5.5 VIGAS

Las vigas, comúnmente sometidas a fuerzas de flexión, corte y torsión, son componentes esenciales en la estructura.

2.5.5.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

2.5.5.1.1 ALTURA MÍNIMA

La altura total de la viga debe cumplir con los valores indicados en la tabla siguiente:

Tabla 2.12 Alturas Míminas de vigas no pretensadas

Condición de apoyo	h mínimo ⁽⁴⁾
Simplemente apoyadas	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: NB 1225001

Para f_y distinto a 420 Mpa. Los valores de la tabla deben multiplicarse por:

$$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

2.5.5.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

2.5.5.2.1 DISEÑO A FLEXIÓN

La Norma Boliviana NB1225001 referente al Hormigón Estructural, indica que el diseño de elementos bajo flexión y cargas axiales debe cumplir con condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Se establecen las siguientes suposiciones:

- Las deformaciones en la armadura y el hormigón son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, a menos que se trate de vigas muy altas, donde se debe considerar una distribución no lineal de deformaciones específicas.
- La deformación máxima permitida en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón es de 0,003.

Cuando $\xi_s < \xi_y$ (deformación especificada de fluencia) $A_s f_s = A_s E_s \xi_s$

$$\text{Cuando } \xi_s < \xi_y \quad A_s f_s = A_s f_y$$

La resistencia a la tracción del hormigón no debe ser tomada en cuenta al calcular elementos de hormigón armado sujetos a flexión y carga axial. Se debe asumir una relación entre la distribución de tensiones de compresión en el hormigón y su

deformación específica, que puede ser rectangular, trapezoidal, parabólica u otra forma que genere una predicción de resistencia coherente con los resultados de ensayos representativos.

Diagrama rectangular de tensiones

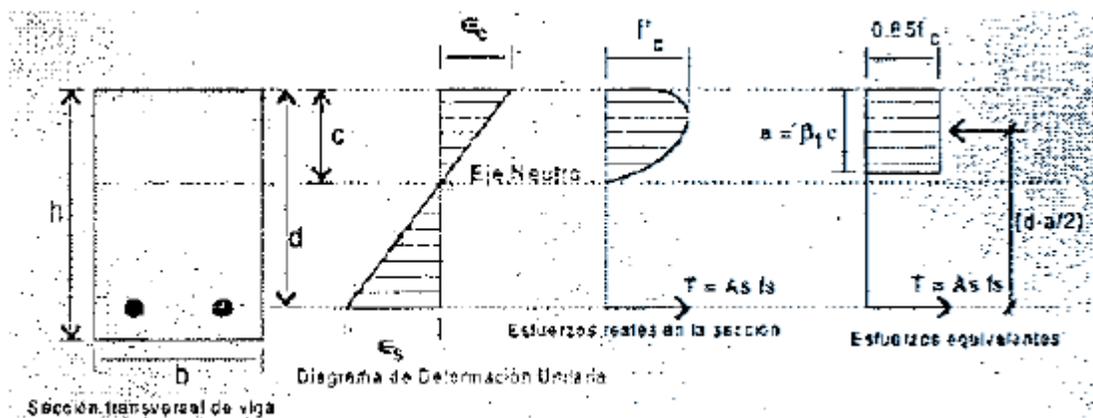
Los requisitos de diseño se cumplen mediante una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, la cual se define de la siguiente manera:

Se aplica una tensión de $0,85 f'_c$ uniformemente sobre el hormigón en una zona de compresión equivalente, delimitada por los bordes de la sección transversal y por una línea paralela al eje neutro, a una distancia $a = c \beta_1$ de la fibra con la máxima deformación específica en compresión.

La distancia c desde la fibra con la máxima deformación específica hasta el eje neutro se mide perpendicularmente al eje neutro.

Para valores de f'_c entre 18 MPa y 30 MPa, el valor de β_1 se establece en 0,85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 disminuye linealmente a una tasa de 0,008 por cada MPa adicional sobre 30 MPa, pero nunca es menor a 0,65.

Figura 2.7 Distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón



Fuente: Diseño en concreto armado – Roberto Morales

Y los valores para β_1 se encuentran en función a la resistencia del hormigón como se detalla en la tabla a continuación:

Tabla 2.13 Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón

$f'c$	β_1
$f'c \leq 30$ MPa	0,85
$30 \text{ MPa} < f'c < 60 \text{ MPa}$	$0,85 - 0,056 \left(\frac{f'c - 30}{7} \right)$
$f'c \geq 60$ MPa	0,65

Fuente: NB 1225001

Cálculo del área del acero de refuerzo

Ángel Chuari Martínez en su libro “Hormigón Armado” nos presenta los dos diferentes métodos para el cálculo del acero de refuerzo.

- **Método de ecuación cuadrática:**

$$\emptyset M_n = \emptyset f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'c}$$

- **Método de la cuantía mecánica:**

$$\frac{R}{\emptyset} = \frac{M_u}{\emptyset * f'c * b * d^2}$$

$$w = 0.85 - \sqrt{0.85^2 - 1.7 \left(\frac{R}{\emptyset} \right)} \quad \rho = w * \frac{f'c}{f_y}$$

Donde:

w se denomina cuantía mecánica o índice de refuerzo.

Límites de armaduras a flexión

La NB 1225001 indica que la armadura mínima a flexión no debe ser menor que:

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

A su vez, La norma ACI 318-14 también recomienda que la armadura mínima a:

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

La armadura máxima, para que se garantice la ductilidad es:

$$A_{s_{max}} = 0,75 * \rho_b * b * d$$

Espaciamiento máximo de la armadura longitudinal

El espaciamiento de la armadura más cercana a una superficie en tracción no debe ser mayor que el dado por:

$$s_{max} \geq \left\{ \begin{array}{l} 380 * \frac{280}{f_s} - 2.5C_c \\ 380 * \frac{280}{f_s} \end{array} \right\}$$

Donde:

Cc = El recubrimiento más el diámetro del estribo

fs = Es igual a 2/3 de fy

Espaciamiento mínimo de armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una viga de una capa debe cumplir con:

$$s_{max} \geq \left\{ \begin{array}{l} d_b \\ 25mm \\ 1.33 * TM_{ag} \end{array} \right\}$$

Donde:

db = Diámetro máximo de la barra longitudinal

TMag = Tamaño máximo del agregado grueso

2.5.5.2.2 DISEÑO A CORTANTE

Los diseños de las secciones transversales sometidas a cortante deben estar basado en:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

V_n = Resistencia nominal al cortante calculado mediante:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante

2.5.6 COLUMNAS

La Norma Boliviana NB 1225001 referente al Hormigón Estructural establece que las columnas deben ser diseñadas para soportar las fuerzas axiales provenientes de las cargas mayores de todos los entresijos o cubiertas, así como el momento máximo debido a las cargas mayores en un solo vano adyacente del entresijo o cubierta en cuestión. Asimismo, se debe tener en cuenta la carga que genere la máxima relación entre momento y carga axial.

2.5.6.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

“Según la NB1225001”, la mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser:

$$b \geq 200mm$$

Y el diámetro de la armadura principal a utilizar en la columna debe ser:

$$d_b \geq 12mm$$

La armadura transversal debe ser mayor o igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

2.5.6.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Número mínimo de barras:

- 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares
- 3 para barras dentro de estribos triangulares
- 6 para barras rodeadas por espirales

El espaciamiento entre barras de refuerzo a tracción debe cumplir con:

$$s_{min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1.5 * d_b \\ 400mm \\ 1.33 * TM_{ag} \end{array} \right\}$$

2.5.6.2.1 DISEÑO A CORTE

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón se puede determinar mediante:

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * \left(1 + \frac{Nu}{14 * Ag}\right) * b * d V_c \leq 0.29 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * Nu}{Ag}}$$

El espaciamiento máximo de la armadura a cortante debe cumplir con la norma.

Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en los siguientes casos:

Para elementos en compresión desplazables, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando:

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 22$$

En estructuras no desplazables, puede ignorar efectos de esbeltez en elementos si:

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 34 + 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40$$

El termino M1/M2 es positivo si la columna esta flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

$$\frac{Kl_u}{r} \geq 100$$

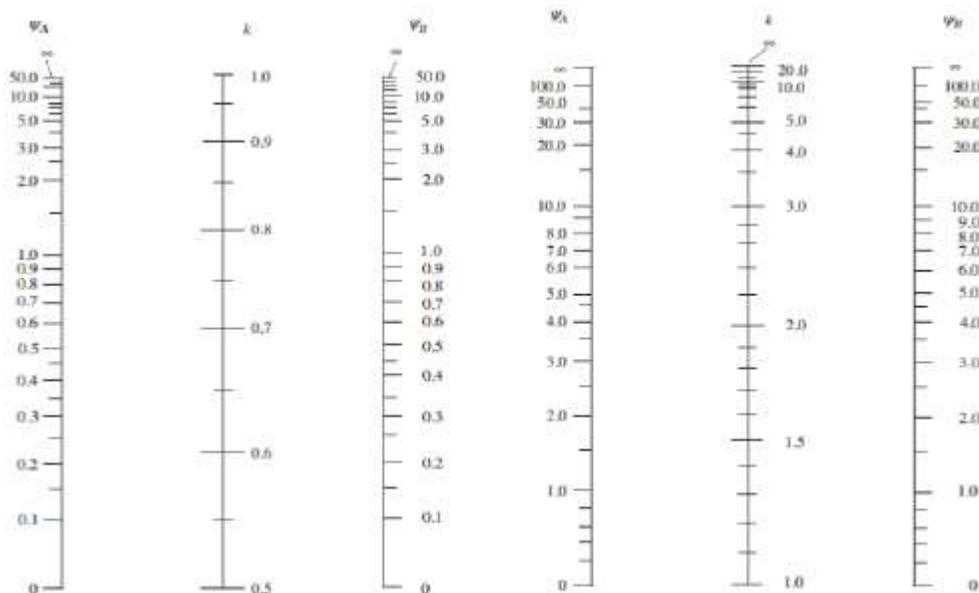
Y estas expresiones, el radio de giro puede calcularse con la siguiente expresión:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Determinación de los factores K con nomogramas

Antes del análisis con computadora, el uso de los nomogramas fue el uso tradicional para determinar longitudes efectivas de columnas no desplazables y desplazables.

Figura 2.8 Nomogramas para estimación de factores de longitud efectiva



Fuente: Diseño de concreto reforzado – Jack McCoormac

Donde se analiza el valor Ψ en cada extremo de la columna:

$$\Psi = \frac{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de los miembros a compresión (columnas)}}{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de los miembros a flexión (vigas)}}$$

Procedimiento para magnificación de momentos:

Las columnas y los niveles de una construcción deben ser concebidos como integrantes de estructuras susceptibles de desplazamiento (no arriostradas) o no susceptibles de desplazamiento lateral (arriostradas). Se considera que un entrepiso en la estructura es no susceptible de desplazamiento si:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_{us} l_s} \leq 0.05$$

Donde:

ΣP_u = la carga vertical total mayorada.

V_{us} = El cortante horizontal mayorado en el piso bajo consideraciones es el desplazamiento lateral relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} .

l_c = longitud del elemento comprimido es un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico.

Figura 2.9 Combinación de carga crítica en columnas del método de diseño de diagrama de interacción de columnas

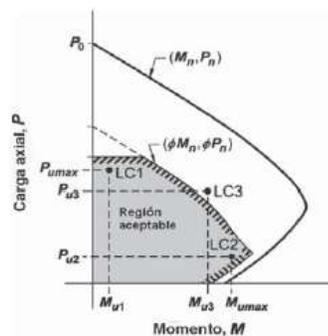


Figura R10.4.2.1 — Combinación de carga crítica en columnas.

Fuente: NB 1225001

Armaduras

El área de la armadura longitudinal, A_{st} , Para elementos a compresión no compuestos se debe cumplir con:

$$0.08 * A_s \geq A_{st} \geq 0.006 A_g$$

2.5.7. ESTRUCTURA COMPLEMENTARIA

2.5.7.1 ESCALERAS

Una escalera se define como una estructura compuesta por una serie de peldaños que permiten ascender o descender de una planta a otra dentro de un edificio.

2.5.7.1.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LA ESCALERA

Según la bibliografía de Roberto Morales y Chuari Martínez Ángel se puede seguir el siguiente procedimiento:

El espesor de la losa de la escalera se puede determinar mediante el siguiente parámetro:

$$\frac{L}{20} \geq t \geq \frac{L}{25}$$

El espesor equivalente de la escalera se puede calcular mediante:

$$e = \left(\frac{CH}{2} + \frac{t}{\cos(\alpha)} \right) \quad \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{CH}{H} \right)$$

Donde:

CH = Longitud de la contra huella.

H = Longitud de la huella.

Y se determina el ángulo de inclinación de escalera mediante:

- **Diseño a flexión**

Se debe realizar el diseño a flexión de tal manera que cumpla:

$$\phi M_n \geq M_u$$

- **Diseño a cortante**

Para el diseño a cortante debe cumplir con:

$$\phi V_c \geq V_u$$

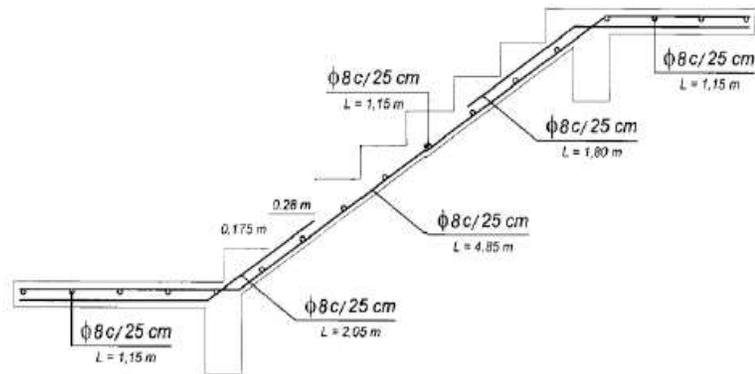
Armaduras

El refuerzo de retracción y temperatura debe cumplir con lo expuesto en las dispersiones mínimas. Las separaciones mínimas y máximas entre las barras de refuerzo deben cumplir con lo expuesto en la norma.

Esquema de armado

A continuación, se presenta un esquema de armado de referencia:

Figura 2.10 Recomendación de disposición de armaduras en escaleras



Fuente: Hormigón armado – Ángel Chuari Martínez

2.5.8. FUNDACIONES

Las fundaciones son aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos muy inferiores a las de la estructura.

Tabla 2.14 Profundidades aproximadas de perforaciones para edificios

No de Pisos	Profundidad de perforación (m)
1	3,5
2	6
3	10
4	16
5	24

Fuente: Braja M. Das (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (p. 251)

Tabla 2.15 Separación aproximada de perforaciones

Tipo de proyecto	Separación (m)
Edificio de varios niveles	20-30
Plantas industriales de un piso	20-60
Carreteras	250-500
Subdivisión residencial	250-500
Presas y diques	40-80

Fuente: Braja M. Das (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (p. 251)

2.5.8.1 ZAPATA CUADRADA O RECTANGULAR AISLADA

2.5.8.1.1 PRE DIMENSIONAMIENTO

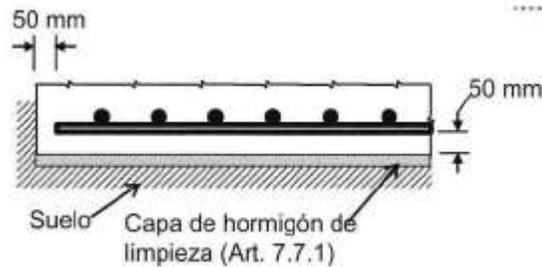
La dimensión de la base de la zapata o la cantidad y disposición de los pilotes deben ser calculadas en función de las cargas y momentos máximos transferidos al suelo o a los pilotes a través del cabezal.

2.5.8.1.2 ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura mínima de las zapatas sobre la armadura inferior debe ser de al menos 150 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre el suelo, y de al menos 300 mm para cabezales de pilotes.

Para asegurar la rigidez y reducir la deformación, la altura de la zapata debe ser al menos 0,5 veces la longitud de vuelo (L_v).

Figura 2.11 Hormigón de limpieza y recubrimiento en zapatas



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB 1225001

Distribución de armaduras

En zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata. Para el cálculo del área requerida se emplea:

$$A = \frac{P}{q_{adm}}$$

Donde:

$$B = L = \sqrt{A} \text{ (Para zapata cuadrada)}$$

Para el cálculo de excentricidades se tiene que:

$$e_x = \frac{M_y}{P} < \frac{B}{6}$$

Donde la capacidad del suelo equivale es equivalente a:

$$q_{suelo\ max} = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} + \frac{6 * e_y}{L} \right)$$

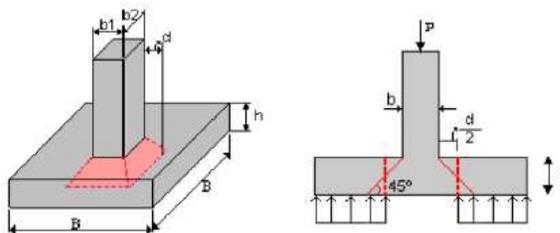
2.5.8.1.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Cortante por punzonamiento

La fuerza resultante del punzonamiento en ambas direcciones puede ser determinada mediante:

$$V_u = \frac{q_{u_{max}} - q_{u_{min}}}{2} * [(A) - (b_c + d) * (h_c + d)]$$

Figura 2.12 Cortante bidireccional en zapatas (punzonamiento)



Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones – Universidad Nacional de Colombia

Donde el esfuerzo que resiste el hormigón puede estimarse mediante:

$$V_c \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{3} * b_{cp} * d_{d/2} \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{12} * \left(2 + \frac{\alpha_s * d_d}{b_{cp}} \right) * b_{cp} * d_{d/2}; \quad \alpha_s = \begin{array}{l} 40 \text{ columna interior} \\ 30 \text{ columna de borde} \\ 20 \text{ columna de esquina} \end{array} \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * b_{cp} * d_{d/2} \end{array} \right\}$$

El esfuerzo de corte crítico se calcula mediante:

$$V_u = \frac{qu_{max} - qu_D}{2} * (Lv - d) B$$

Diseño a flexión crítica

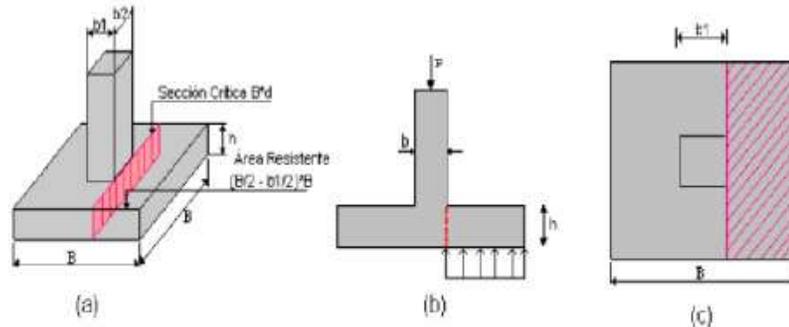
La zona crítica para calcular el momento máximo amplificado se identifica al pasar un plano vertical a través de la base de la columna, pedestal o muro de hormigón. El momento de diseño último se determina por medio de:

$$M_u = \left[\left(\frac{qu_{max} - qu_c}{2} \right) * \left(\frac{2 * Lv^2}{3} \right) + qu_c \frac{Lv^2}{2} \right] * B$$

Donde:

Lv = longitud de vuelo de la zapata

Figura 2.13 Sección crítica para el cálculo del momento en zapata



Fuente: Diseño y construcción de cimentaciones – Universidad Nacional de Colombia

2.6. ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

2.6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones describen la calidad de los materiales a utilizar, así como los análisis necesarios para garantizar su idoneidad y durabilidad. Generalmente, cada elemento del proyecto aborda los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo
- Procedimiento de la ejecución
- Medición y forma de pago

2.6.2. CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los cálculos métricos son las mediciones de longitud, superficies y volúmenes de todas las partes de la obra, para lo que se requiere un conocimiento de fórmulas geométricas y su correcta aplicación.

2.6.3. PRECIOS UNITARIOS

Es crucial calcular el coste por unidad de cada actividad en un presupuesto de construcción. Esto incluye materiales, mano de obra, equipo y otros costos como beneficios sociales, herramientas menores, gastos generales e impuestos.

2.6.4. PRESUPUESTO

El presupuesto de una obra es la estimación detallada de recursos financieros necesarios para un proyecto de construcción. Incluye costos de materiales, mano de obra, equipos, servicios, permisos y otros gastos asociados.

2.6.5. PLANEAMIENTO Y CRONOGRAMA

Es fundamental planificar las actividades de manera óptima y elaborar un plan detallado. Asimismo, es necesario contar con un cronograma que sirva como referencia para llevar a cabo el proyecto sin contratiempos y dentro del tiempo establecido.

CAPÍTULO III
INGENIERIA DEL PROYECTO

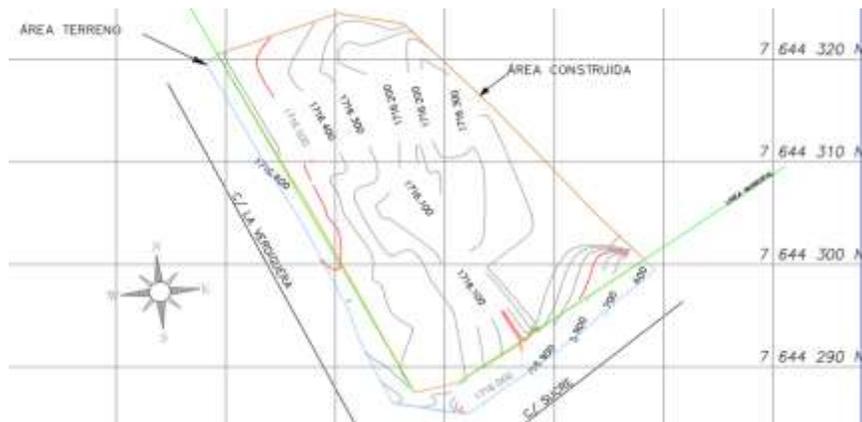
CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. ANÁLISIS DE LA TOPOGRAFÍA

El levantamiento topográfico fue proporcionado por la alcaldía del Valle de la Concepción. Donde se obtuvieron 74 puntos leídos por el equipo que servirán a la creación de las curvas de nivel con la ayuda del programa AutoCAD Civil 3D. El plano del levantamiento topográfico se encuentra en el **Anexo1**

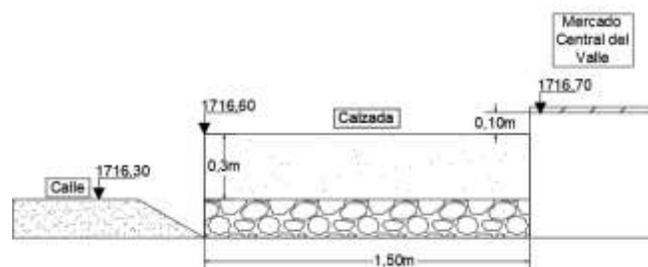
Figura 3.1 Levantamiento Topográfico



Fuente: Elaboración propia, Civil 3D

La superficie del terreno es en su mayoría plana, la superficie útil del terreno es de 855,00 m², el área de construcción es de 685,805m² donde se emplazará el proyecto; la cota más alta del terreno es de 1716,62 msnm y la cota más baja es de 1715,26 msnm, lo que nos da un desnivel máximo de 1,36m.

Figura 3.2 Perfil de la calle y calzada



Fuente: Elaboración propia

3.2. ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos fue realizado por el laboratorio de mecánica de suelos “INGEOSUD” siguiendo rigurosamente parámetros y normativas aplicadas al estudio de suelos.

Se realizó el estudio en un solo punto de sondeo, debido a que la alcaldía del Valle de la Concepción otorgó un punto de sondeo de un estudio anterior en la zona de emplazamiento de la cota 0,00 m hasta -2,13 m. Para verificar los datos del estudio anterior y además de obtener más información del terreno a más profundidad de la otorgada se optó por realizar un segundo punto de sondeo a una distancia aproximada de 20,00 m.

Figura 3.3 Ubicación de los puntos de estudio



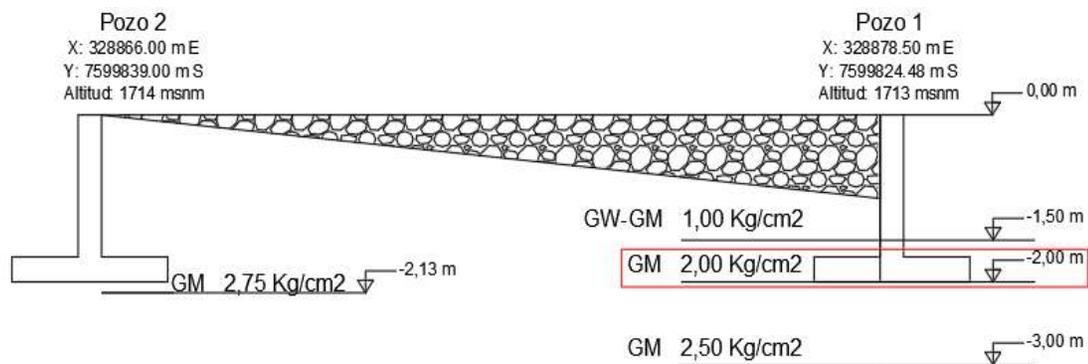
Fuente: Google Earth

El trabajo consistió en la realización de un sondeo dinámico con recuperaciones de muestra con el ensayo DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) de acuerdo con las normas internacionales en ISO 22476-2, y SPT (Standard Penetration Test) de penetrómetro automático. El estudio se realizó en un solo punto de sondeo desde la cota 0,00 m hasta -3,45 m; las cotas donde se realizó los ensayos son las siguientes:

El ensayo DPSH se realizó en la cota -2,00 m, mientras que el ensayo SPT se realizó en la cota -1,50 m y -3,00 m.

En el trabajo de gabinete, se puede evidenciar que existe presencia de gravas limosas con arena en condición rígida desde la cota -1,80 m, los suelos presentan condiciones rígidas desde -1,80 m hasta el final del estudio, los suelos presentan humedades altas.

Figura 3.4 Tensiones admisibles del terreno por cada metro de profundidad visto de perfil en función con la fundación de la estructura y el nivel de sótano



Fuente: Elaboración Propia

En conclusión, para el proyecto se tomó como profundidad de fundación para todos los elementos, una cota de -2,00 m nivel de terreno natural; con una resistencia admisible de 2,00 Kg/cm².

El respaldo y las planillas donde se especifica en el estudio de suelos y todas sus características se encuentra detalladas en el **Anexo 2 “Estudio de suelos”**.

3.3. ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico fue realizado por la entidad encargada del proyecto la cual consta de tres plantas y una pequeña parte de una cubierta solo para mantenimiento. La construcción está proyectada para usar toda el área disponible que sería de 685,805 m².

El diseño arquitectónico, vistas en planta, fachada, cortes y la distribución de ambientes se lo puede apreciar detalladamente en el **Anexo 3 Planos Arquitectónicos**.

Tabla 3.1 Distribución de ambientes de las estructuras por plantas

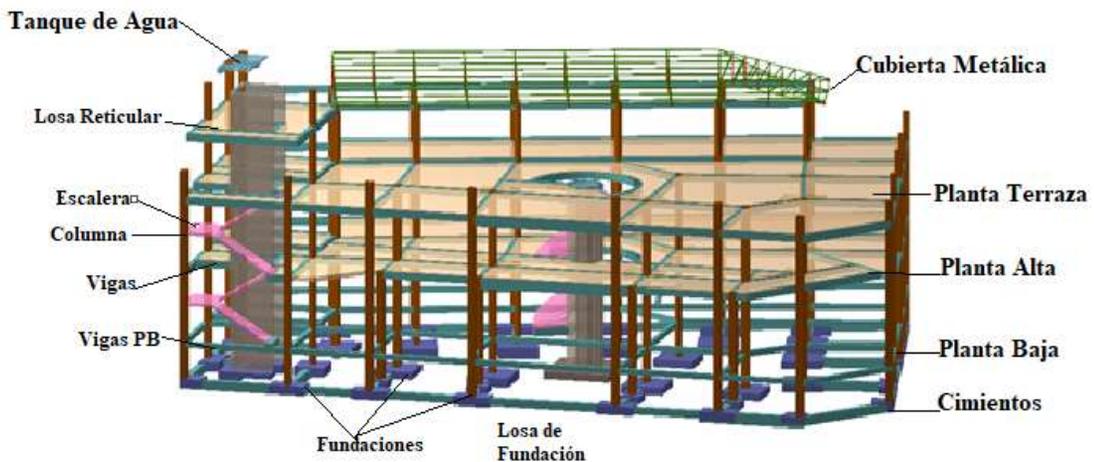
Mercado central del Valle		
Planta Baja	Planta Alta	Planta Terraza
Ambientes para frutas	Ambientes para desayunos	Quincho
Ambientes para verduras	Ambientes para almuerzos	Galería
Ambientes para abarrotes	Sala Administrativa	Depósitos
Vinoteca	Sala Técnica	Sala de limpieza
Heladería	Carnicerías	Baños
Florería	Guardería	Montacargas
Galería	Deposito	
Baños	Baños	
Artesanía	Montacargas	
Sala del sereno	Galería	
Deposito		
Patio		
Montacargas		

Fuente: Elaboración propia

3.4. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

El planteamiento estructural estará enfocado al diseño de la estructura de hormigón y de la cubierta metálica.

Figura 3.5 Modelo 3D de la estructura



Fuente: Elaboración Propia

3.4.1. ESTRUCTURA DE CUBIERTA

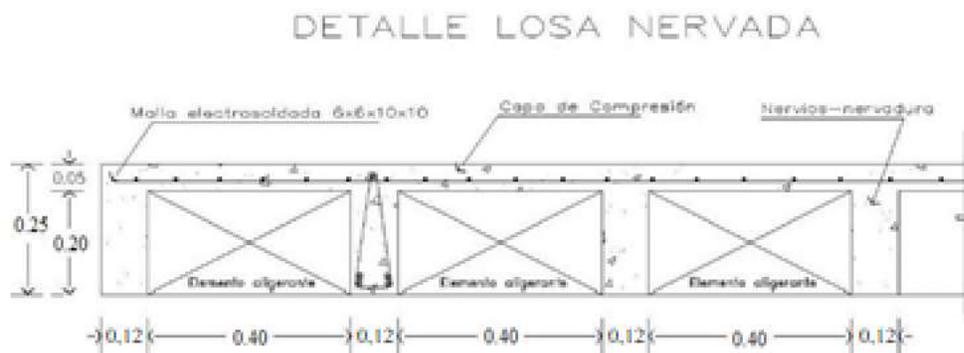
En el presente proyecto se presenta dos tipos de cubiertas como ser:

- **Cubierta de Losa Casetonada o Losa Reticular**

Este tipo de cubierta se encuentra extendida en gran parte de la planta de la terraza, debido a que el diseño arquitectónico, dicha planta estará destinada a ser una planta accesible para las personas.

La cubierta reticular está compuesta por vigas en forma de nervios que trabajan conjuntamente ofreciendo rigidez, además estarán compuestos por casetones cuyo material será poliestireno.

Figura 3.6 Detalle de la losa nervada



Fuente: Imágenes de Google

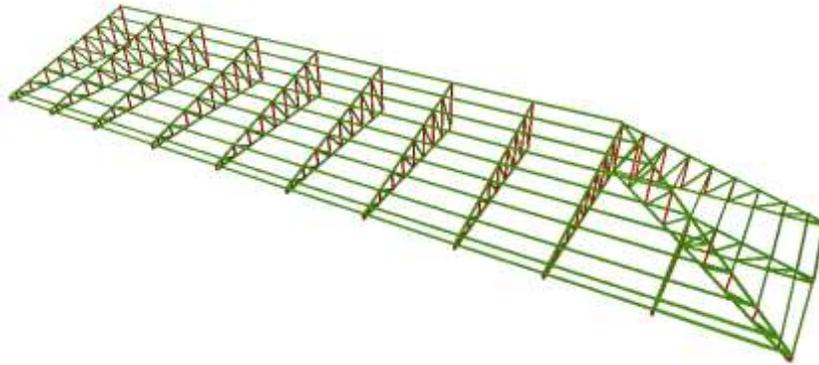
La cubierta de losa casetonada presentara una pendiente del 2% para la evacuación de las aguas pluviales.

Por otro lado, las dimensiones de los nervios serán de ancho igual a 12,00 cm, el ancho del casetón será de 40,00 cm y la altura total de la losa será de 25,00 cm, asumiendo una capa de compresión de 5,00 cm.

- **Cubierta de estructura Metálica**

En el diseño está planteado una cubierta metálica que cubre todo lo que sería el área de quincho. Está cubierta metálica estará compuesta de cerchas metálicas con una pendiente del 27 %, las cerchas estarán apoyadas sobre los pilares y las vigas longitudinales descolgadas de 25x30 cm. Estarán separadas aproximadamente 2,80 m a excepción de algunas que la luz es menor entre los pilares.

Figura 3.7 Vista en 3D de la cubierta metálica



Fuente: Elaboración Propia, CYPE 3D 2019

Características del acero empleado para la cubierta:

El acero que se empleara es:

- Acero ASTM A36
- Módulo de elasticidad longitudinal $E = 200.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson en periodo elástico $\mu = 0.3$
- Límite de rotura mínimo $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Límite de fluencia mínimo $f_y = 250 \text{ MPa}$
- Peso específico: $\gamma_a = 78,50 \text{ KN/m}^3$

Se usará acero conformado en frío, El diseño se realizará con perfiles comerciales, como ser:

Características de los perfiles y sus propiedades:

Figura 3.8 Perfiles tipo C comerciales.



Fuente: Catálogo importadora Campero

Propiedades geométricas del perfil:

Tabla 3.2 Propiedades Geométricas Perfil C 80x40x15x2

C 80x40x15x2		
Ag=	3,537	cm ²
Xcg1=	1,463	cm
Xcg2=	2,537	cm
Ixcg=	35,274	cm ⁴
rx=	3,158	cm
Sx1 =	8,818	cm ³
Sx2 =	8,818	cm ³
A =	8	cm
J =	0,0472	cm ⁴
Cw =	131,48	cm ⁶
t =	0,2	cm
Ycg1=	4,00	cm
Ycg2 =	4,00	cm
Iycg =	8,088	cm ⁴
ry =	1,512	cm
Sy1 =	5,529	cm ³
Sy2 =	3,188	cm ³
B =	4,00	cm
xo=	3,395	cm
ro=	4,877	cm

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN

En el presente proyecto se diseñará los elementos de hormigón armado con la norma boliviana NB 12250001.

La estructura de la edificación está constituida por diferentes elementos estructurales tales como:

- Fundaciones: zapatas aisladas y losa de cimentación.
- Columnas: compuestas por columnas rectangulares y circulares.
- Vigas: compuestas por vigas peraltadas.
- Entrepisos: compuestas por losas casetonadas con aligerantes de plastroformo y losas macizas.

- Cubierta: Cerchas metálicas compuesta por perfiles conformados en frío y losas de cubierta de losa casetonada.
- Conexión entre plantas: principalmente las escaleras serán las principales conexiones entre plantas y también se planteará un montacargas compuesto de muros de hormigón armado.

3.4.2.1 MATERIALES

Los materiales provistos para el diseño de los elementos estructurales corresponden a los comercializados actualmente en nuestro medio.

1) Hormigón

- Resistencia a la compresión: $f'c = 2,50 \text{ KN/cm}^2$
- Peso específico del hormigón armado: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24,00 \text{ KN/m}^3$
- Módulo de poisson: $\mu = 0,2$
- Módulo de elasticidad: $Ec = 3830 * \sqrt{f'c}$

2) Acero

- Límite de fluencia: $fy = 50,00 \text{ KN/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $Es = 200\ 000 \text{ Mpa}$

3.4.3. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

Las estructuras complementarias entran las escaleras de H^oA^o, vitales para la estructura y para su uso. Por otra parte, se presenta una cúpula de estructura metálica en la planta de la terraza con acero laminado en caliente.

Características del acero empleado para la cubierta:

El acero que se empleara es:

Acero ASTM A36

- Módulo de elasticidad longitudinal $E = 200.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson en periodo elástico $\mu = 0.3$
- Límite de rotura mínimo $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Límite de fluencia mínimo $f_y = 250 \text{ MPa}$

- Peso específico: $\gamma_a=78,50 \text{ KN}/m^3$

Se usará acero conformado en caliente, El diseño se realizará con perfiles comerciales, como ser:

Características de los perfiles y sus propiedades:

Figura 3.9 Perfiles tipo Tubo comerciales.

RECTANGULAR		Perfiles					
		30 x 60	20 x 60	20 x 50	30 x 40	20 x 40	20 x 30
OTRAS MEDIAS	REDONDO	12 Ø 41 Ø 42 Ø 44,8 Ø 45 Ø 50 Ø 45 Ø 43 Ø 43,8 Ø 74 Ø 89 Ø 103 Ø					
	CUADRADO	10x10 12,5x12,5 20x20 25x25 30x30 40x40 50x50 75x75					
	RECTANGULAR	10x20 10x30 10x40 10x50 15x25 15x30 15x40 15x50 20x30 20x40 20x50 25x30 25x40					

Fuente: Catálogo importadora Campero

Propiedades geométricas del perfil:

Tabla 3.3 Propiedades Geométricas Perfil T 50x30x2x2, T70x30x2x2

Tubería Estructural Rectangular										
Designaciones			Área	Peso	Propiedades Estáticas					
					Eje x - x			Eje y - y		
					Momento de Inercia	Módulo de resistencia	Radio de giro	Momento de Inercia	Módulo de resistencia	Radio de giro
B	H	e	A	P	I	W	i	I	W	i
mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
30	50	1,40	2,11	1,66	7,11	2,84	1,83	3,23	2,15	1,24
		1,50	2,25	1,77	7,54	3,02	1,83	3,42	2,28	1,23
		1,80	2,67	2,09	8,77	3,51	1,81	3,96	2,64	1,22
		2,00	2,94	2,31	9,54	3,82	1,80	4,30	2,87	1,21
		2,50	3,59	2,82	11,31	4,53	1,78	5,07	3,38	1,19
		3,00	4,21	3,30	12,86	5,15	1,75	5,73	3,82	1,17
30	70	1,40	2,67	2,10	16,36	4,67	2,47	4,37	2,92	1,28
		1,50	2,85	2,24	17,38	4,97	2,47	4,64	3,09	1,28
		1,80	3,39	2,66	20,35	5,81	2,45	5,39	3,60	1,26
		2,00	3,74	2,93	22,23	6,35	2,44	5,87	3,91	1,25
		2,50	4,59	3,60	26,63	7,61	2,41	6,96	4,64	1,23
		3,00	5,41	4,25	30,61	8,74	2,38	7,93	5,29	1,21

Fuente: Catálogo importadora Campero

3.4.4. FUNDACIONES

Con la información recolectada del estudio de suelos, el informe refleja que es un suelo con grava bien graduada y presencia de limo y arena; dando como resultado una capacidad portante admisible de 0,02 KN/cm².

Las recomendaciones del informe son que, de ser necesario todas las zapatas serán aisladas.

Dadas estas recomendaciones, se planteará zapatas aisladas de las siguientes disposiciones: zapatas centrales, zapatas medianeras y zapatas esquineras.

Por otro lado, con la presencia de los muros de hormigón, uno como montacargas y el otro simulando una columna; se planteará como fundación una losa de cimentación.

3.5. ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.5.1. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA

3.5.1.1 ANÁLISIS DE CARGAS SOBRE LA CUBIERTA

Las cargas que se consideraran que actúan sobre la estructura metálica son:

Tabla 3.4 Análisis de Cargas de la Cubiertas

Cargas sobre la cubierta metálica	
Tipo de carga	Carga (KN/m²)
Carga de cubierta onduline	0,50
Carga de granizo	0,50
Carga de Viento	0,50
Sobrecarga viva de mantenimiento	0,60
Cielo falso	0,20

Fuente: Elaboración propia

3.5.2 DISEÑO DE LA CUBIERTA METÁLICA

3.5.2.1 DISEÑO DE LA CORREA

El diseño de las correas se realizará con el perfil de tipo C conformado en frío.

Separación entre correas: $s=0,70\text{ m}$

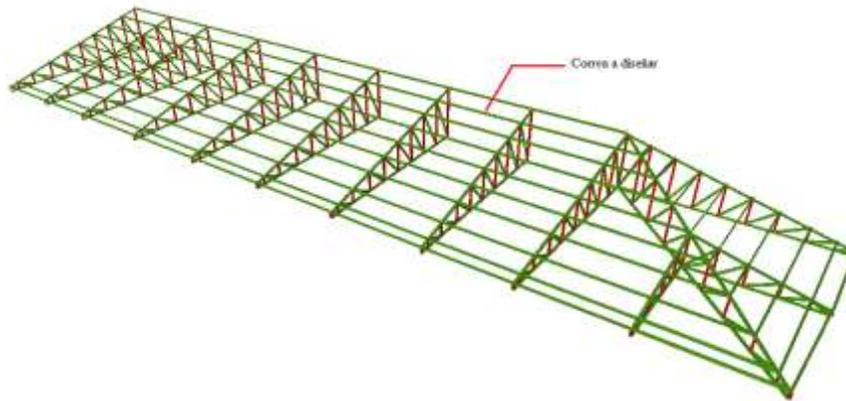
Largo de la correa: $L= 2.82 \text{ m}$

Pendiente de cubierta: $p=27 \% (\theta=15.10^\circ)$

$E=200.000 \text{ MPa} =20\ 000 \text{ KN/cm}^2$

$Fy=36 \text{ ksi}=248 \text{ MPa}=24,80 \text{ KN/cm}^2$

Figura 3.10 Correa a Diseñar



Fuente: Elaboración Propia, CYPE 3D 2019

Tabla 3.5 Solicitaciones de la Correa

Esfuerzo de elemento		
Fuerza a compresión	0,22	KN
My	0,38	KN*m
Mz	0,10	KN*m

Fuente: Elaboración propia

C 80x40x15x2

Cálculo de la esbeltez

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

$$\frac{1 * 282}{1,512} = 186,51 \leq 200 \text{ Cumple}$$

Diseño de compresión

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * P_n$$

$$P_n = A_e * F_n$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Donde:

A_e = Área efectiva calculada para la tensión F_n

F_y = Límite de fluencia

F_e = La menor de las tensiones de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

Pandeo elástico flexional

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} \quad F_{ey} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2}$$

Reemplazando:

$$F_{ex} = \frac{(\pi * 3,158)^2 * 2040820}{(1 * 282)^2} = 25,26 \frac{KN}{cm^2} = 252,60 \text{ Mpa}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi * 1,512)^2 * 2040820}{(1 * 282)^2} = 5,679 \frac{KN}{cm^2} = 56,79 \text{ Mpa}$$

Pandeo Torsional

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$$

$$F_e = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right)$$

Reemplazando:

$$r_o = 4,877 \text{ cm}$$

$$Fe = \frac{1}{3,573 * 4,877^2} * \left(784930,77 * 0,0472 + \frac{\pi^2 * 2040820 * 131,48}{(1 * 282)^2} \right) =$$

$$= 8,278 \frac{KN}{cm^2} = 82,78 Mpa$$

Pandeo Flexo-torsional

La aplicación del pandeo Flexo-torsional es el resultado de combinar los dos anteriores casos (Flexional y Torsional)

De tal manera que:

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * rx)^2 * E}{(kx * L)^2} = 24,77 \frac{KN}{cm^2} = 247,71 Mpa$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(kt * Lt)^2} \right) = 8,118 \frac{KN}{cm^2} = 81,18 Mpa$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o^2} \right)^2 = 0,31$$

$$Fe = \frac{1}{2 * \beta} * \left((\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t} \right) = Fe = 6,514 \frac{KN}{cm^2}$$

$$= 65,14 Mpa$$

Finalmente se escoge el mínimo de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

- Pandeo elástico flexional $Fe_y = 5,679 \frac{KN}{cm^2} = 56,79 Mpa$
- Torsional $Fe = 8,278 \frac{KN}{cm^2} = 82,78 Mpa$
- Flexo-torsional $Fe = 6,514 \frac{KN}{cm^2} = 65,14 Mpa$

El menor es;

$$Fe = 56,79 Mpa$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{Fe}} = \sqrt{\frac{248 Mpa}{56,79 Mpa}} = 2,09$$

Condiciones:

Para $\lambda c \leq 1,50$

$$F_n = (0,658^{\lambda c^2}) * F_y$$

Para $\lambda c > 1,50$

$$F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda c^2}\right) * F_y$$

Para el cálculo de la tensión de pandeo elástico flexional. Se determina a continuación con la siguiente ecuación.

$$F_n = \left(\frac{0,877}{2,09^2}\right) * 248 = 49,79 \text{ Mpa} = 4,979 \frac{KN}{cm^2}$$

Comprobaciones de Abolladura en: Alma, Ala y labio:

$$\text{Alma: } k = 4 \quad a = b - k * t \quad a = 8 - 4 * 0,20 = 7,20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}} = 0,298$$

$$\text{Ala } k = 4 \quad b = b - k * t \quad b = 4 - 4 * 0,20 = 3,20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{3,20}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{507,72}{2040820}} = 0,13$$

$$\text{Labio } k = 0,43 \quad c = b - k * t \quad b = 1,50 - 2 * 0,20 = 1,10 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{1,10}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{507,72}{2040820}} = 0,045$$

Alma $\lambda = 0,30$ como: $\lambda_{alma}, \lambda_{ala}$ y $\lambda_{labio} \leq 0,673$ no se abolla:

Ala $\lambda = 0,13$

Labio $\lambda = 0,13$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda}$$

Como no se pandea: $\rho=1$

Por lo tanto, el área efectiva es igual al área bruta:

$$A_e = 3,537 \text{ cm}^2$$

$$P_n = A_e * F_n = 3,537 \text{ cm}^2 * 49,79 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa}} = 17,61 \text{ KN}$$

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * 17,61 = 14,97 \text{ KN}$$

$$n_P = \frac{P_f}{P_d} = \frac{0,22}{14,97} = 0,015$$

Diseño a flexión en “X”

$$M_{xf} = M_y = 0,38 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{xf} \leq \phi * M_{nx}$$

Según el AISI 2001 la resistencia nominal a la flexión M_{nx} no debe ser mayor que 1,25 de las características del perfil se tiene:

$$S_y = 3,188 \text{ cm}^2 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y$$

$$M_{nx} = 3,188 * 248 * \frac{0,1}{100} = 0,79 \text{ KN} * \text{m} < 1,25 \text{ KN} * \text{m} \text{ Cumple}$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 0,79 = 0,75 \text{ KN} * \text{m}$$

$$n_P = \frac{P_f}{P_d} = \frac{0,38}{0,75} = 0,5067$$

Diseño a flexión en “Y”

$$M_{yf} = M_z = 0,109 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{xf} \leq \phi * M_{nx}$$

$$S_x = 8,818 \text{ cm}^2 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y \quad M_{nx} = 8,818 * 248 * \frac{0,1}{100} = 2,19 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 2,19 = 2,08 \text{ KN} * \text{m}$$

$$nP = \frac{P_f}{P_d} = \frac{0,109}{2,08} = 0,0914$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-compresión:

$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \frac{M_{xf}}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_{yf}}{\phi * M_{ny}} \leq 1$$

$$n = 0,61 \leq 1$$

3.5.2.2 DISEÑO DEL CORDÓN SUPERIOR

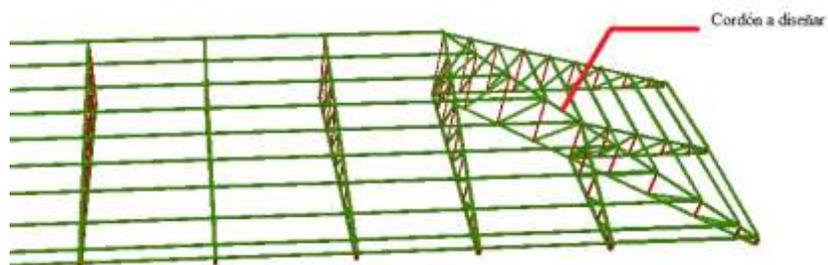
El diseño de los cordones superiores se realizará con el perfil de tipo C conformado en frío. Se usará los perfiles más comerciales en el entorno como es en la **Figura 3.8**

Perfil: C 80x40x15x2

Largo del cordón: $L = 0,094 \text{ m}$

Pendiente de cubierta: $p = 27 \% (\theta = 15,10^\circ)$

Figura 3.11 Cordón a diseñar



Fuente: Elaboración Propia, CYPE 3D 2019

Tabla 3.6 Solicitaciones en el Cordón Superior

Esfuerzo de elemento		
Fuerza a compresión	6,95	KN
My	0,01	KN*m
Mz	0,12	KN*m

Fuente: Elaboración propia

C 80x40x15x2

Cálculo de la esbeltez

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

$$\frac{1 * 94}{1,512} = 62,169 \leq 200 \text{ Cumple}$$

Diseño de compresión

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * P_n$$

$$P_n = A_e * F_n$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Donde:

A_e = Área efectiva calculada para la tensión F_n

F_y = Límite de fluencia

F_e = La menor de las tensiones de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

Pandeo elástico flexional

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} \quad F_{ey} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2}$$

Reemplazando:

$$F_{ex} = \frac{(\pi * 3,158)^2 * 2040820}{(1 * 94)^2} = 227,339 \frac{KN}{cm^2} = 2273,39 Mpa$$

$$F_{ex} = \frac{(\pi * 1,512)^2 * 2040820}{(1 * 94)^2} = 52,114 \frac{KN}{cm^2} = 521,14 Mpa$$

Pandeo Torsional

$$r_o = \sqrt{rx^2 + ry^2 + x_o^2} = 4,877 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right) = 39,627 \frac{KN}{cm^2} = 396,27 Mpa$$

Pandeo Flexo-torsional

La aplicación del pandeo Flexo-torsional es el resultado de combinar los dos anteriores casos (Flexional y Torsional)

De tal manera que:

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * rx)^2 * E}{(k_x * L)^2} = 222,943 \frac{KN}{cm^2} = 2229,43 Mpa$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right) = 38,86 \frac{KN}{cm^2} = 388,60 Mpa$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 = 0,31$$

$$F_e = \frac{1}{2 * \beta} * \left((\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t} \right) = 35,181 \frac{KN}{cm^2}$$

$$= 351,81 Mpa$$

Finalmente se escoge el mínimo de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

- Pandeo elástico flexional $F_{e_y} = 52,11 \frac{KN}{cm^2} = 521,14 Mpa$
- Torsional $F_e = 39,627 \frac{KN}{cm^2} = 396,27 Mpa$
- Flexo-torsional $F_e = 35,181 \frac{KN}{cm^2} = 351,81 Mpa$

El menor es:

$$F_e = 351,81 Mpa$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{248 \text{ Mpa}}{351,81 \text{ Mpa}}} = 0,84$$

Condiciones:

Para $\lambda_c \leq 1,50$

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

Para $\lambda_c > 1,50$

$$F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) * F_y$$

Para el cálculo de la tensión de pandeo elástico flexional. Se determina a continuación con la siguiente ecuación.

$$F_n = (0,658^{0,84^2}) * 248 = 184,58 \text{ Mpa} = 18,458 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Comprobaciones de Abolladura en: Alma, Ala y labio:

Alma: $k = 4$ $a = b - k * t$ $a = 8 - 4 * 0,20 = 7,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{7,20}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{1845,8}{2040820}} = 0,57$$

Ala $k = 4$ $b = b - k * t$ $b = 4 - 4 * 0,20 = 3,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{3,20}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{1845,8}{2040820}} = 0,25$$

Labio $k = 0,43$ $c = b - k * t$ $b = 1,50 - 2 * 0,20 = 1,10 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{1,10}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{1845,8 \text{ ya}}{2040820}} = 0,09$$

Alma $\lambda = 0,57$ como: $\lambda_{\text{alma}}, \lambda_{\text{ala}} \text{ y } \lambda_{\text{labio}} \leq 0,673$ no se abolla:

Ala $\lambda = 0,25$

Labio $\lambda = 0,09$

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

Como no se pandea: $\rho=1$

Por lo tanto, el área efectiva es igual al área bruta:

$$Ae = 3,537 \text{ cm}^2$$

$$Pn = Ae * Fn = 3,537 \text{ cm}^2 * 184,58 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa}} = 65,29 \text{ KN}$$

$$Pd = \phi_c * Pn = 0,85 * 65,29 = 55,50 \text{ KN}$$

$$nP = \frac{Pf}{Pd} = \frac{6,95}{55,55} = 0,13$$

Diseño a flexión en “X”

$M_{xf} = M_y = 0,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_{xf} \leq \phi * M_{nx}$$

$$S_y = 3,188 \text{ cm}^2 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y$$

$$M_{nx} = 3,188 * 248 * \frac{0,1}{100} = 0,79 \text{ KN} * \text{m} < 1,25 \text{ KN} * \text{m} \text{ Cumple}$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 0,79 = 0,75 \text{ KN} * \text{m}$$

$$nP = \frac{Pf}{Pd} = \frac{0,01}{0,75} = 0,013$$

Diseño a flexión en “Y”

$M_{yf} = M_z = 0,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_{xf} \leq \phi * M_{nx}$$

$$S_x = 8,818 \text{ cm}^2 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y$$

$$M_{nx} = 8,818 * 248 * \frac{0,1}{100} = 2,19 \text{ KN} * m$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 2,19 = 2,08 \text{ KN} * m$$

$$n_P = \frac{P_f}{P_d} = \frac{0,12}{2,08} = 0,0577$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-compresión:

$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \frac{M_{xf}}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_{yf}}{\phi * M_{ny}} \leq 1$$

$$n = 0,20 \leq 1$$

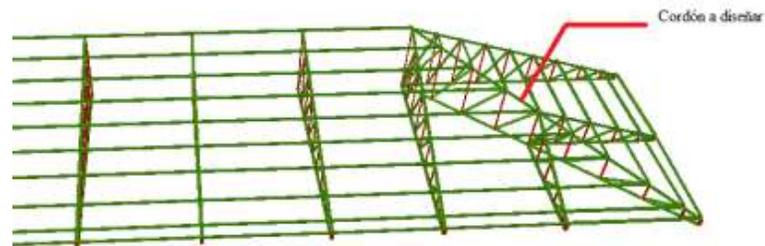
3.5.2.3 DISEÑO DEL CORDÓN INFERIOR

El diseño de los cordones inferiores se realizará con el perfil de tipo C conformado en frío como se muestra en la **Figura 3.8**. Está sometido a esfuerzos de Flexo-tracción

Perfil: C 80x40x15x2

Largo del cordón: $L = 0,603 \text{ m}$

Figura 3.12 Cordón inferior a diseñar



Fuente: Elaboración Propia, CYPE 3D 2019

Tabla 3.7 Esfuerzos del Cordón Inferior

Esfuerzo de elemento		
Fuerza a tracción	8,98	KN
My	0,04	KN*m
Mz	0,35	KN*m

Fuente: Elaboración propia

C 80x40x15x2

Cálculo de la esbeltez

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

$$\frac{1 * 60,3}{1,512} = 39,88 \leq 200 \text{ Cumple}$$

Diseño a tracción

$$T_f \leq \phi * T_n$$

$$T_n = A_g * F_y$$

Reemplazando:

$$\phi * T_n = 0,90 * 3,537 \text{cm}^2 * 248 \text{Mpa} * \frac{0,1 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}{1 \text{Mpa}} = 78,95 \text{KN}$$

$$n = \frac{T_f}{\phi * T_n} = \frac{8,98}{78,95} = 0,11 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Diseño a flexión en "X"

$$M_{xf} = M_y = 0,04 \text{ KN*m}$$

$$M_{xf} \leq \phi * M_{nx}$$

$$S_y = 3,188 \text{cm}^2 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y$$

$$M_{nx} = 3,188 * 248 * \frac{0,1}{100} = 0,79 \text{ KN} * \text{m} < 1,25 \text{ KN} * \text{m} \text{ Cumple}$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 0,79 = 0,75 \text{ KN} * \text{m}$$

$$n_P = \frac{P_f}{P_d} = \frac{0,04}{0,75} = 0,053$$

Diseño a flexión en “Y”

$$M_{yf} = M_z = 0,35 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{xf} \leq \phi * M_{nx}$$

De las características del perfil se tiene:

$$S_x = 8,818 \text{ cm}^2 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y = 8,818 * 248 * \frac{0,1}{100} = 2,19 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 2,19 = 2,08 \text{ KN} * \text{m}$$

$$n_P = \frac{M_{yf}}{\phi * M_{ny}} = \frac{0,35}{2,08} = 0,17$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-compresión:

$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \frac{M_{xf}}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_{yf}}{\phi * M_{ny}} \leq 1$$

$$n = 0,33 \leq 1 \text{ Cumple}$$

3.5.2.4 DISEÑO DE LAS PLACAS DE APOYO:

Se diseñará satisfaciendo las especificaciones ANSI/AISC 360-10 para construcciones de Acero.

3.5.2.4.1 PLACAS DE APOYO PARA LA CERCHA MÁS DESFAVORABLE

Se procederá al diseño 2 tipos de placas de anclaje, una fija y otra móvil. La móvil será la misma para el nudo 2 tomando para el diseño los efectos más desfavorables en este caso la del nudo 2.

- **Diseño de la placa fija.**

Suponiendo que la placa de apoyo cubre toda el área del hormigón (caso más desfavorable).

$$pMi = 0.85 f'_c \cdot A$$

Donde:

P_p = Resistencia nominal al aplastamiento del hormigón.

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días = f_{ck} .

A = Área de acero concéntrica con el apoyo de hormigón.

Área requerida:

$R_{u1} := 6,640 \text{ kN}$ Reacción ultima en el apoyo

$f'_c := 2,5 \text{ KN/cm}^2$ Reacción ultima en el apoyo a compresión

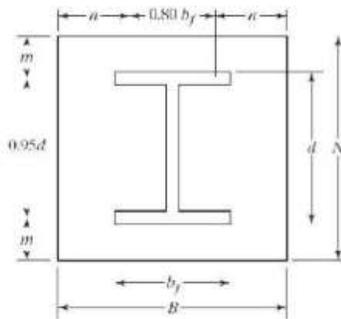
$\phi_c := 0.60$ Factor de resistencia para compresión

$$A = \frac{R_{u1}}{\phi_c * 0.85 * f'_c} = \frac{6,640}{0.60 * 0.85 * 2.5} = 5,209 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{A} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Por razones constructivas se escogerá una placa de 20x20cm $A=400 \text{ cm}^2$

Espesor de placa requerido:



$\phi_b := 0.6$ Factor de resistencia para flexión.

$F_y := 248.211 \text{ MPa}$ Resistencia a fluencia de placa.

$l := 8.1 \text{ cm}$ La mayor longitud n o m (ver imagen).

$$t = l * \sqrt{\frac{2 * R_u}{A * f_y * \phi_b}} = 0,38 \text{ cm}$$

Por razones de mercado y constructivas se determina

colocar placas de 1cm de espesor

- **Diseño de la placa móvil.**

Suponiendo que la placa de apoyo cubre toda el área del hormigón (caso más desfavorable).

$$pIb = 0.85 f'_c \cdot A$$

Donde:

P_p = Resistencia nominal al aplastamiento del hormigón.

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días = f_{ck} .

A = Área de acero concéntrica con el apoyo de hormigón.

Área requerida:

$R_{u1} := 10,322 \text{ kN}$ Reacción ultima en el apoyo

$f'_c := 2,5 \text{ KN/cm}^2$ Reacción ultima en el apoyo a compresión

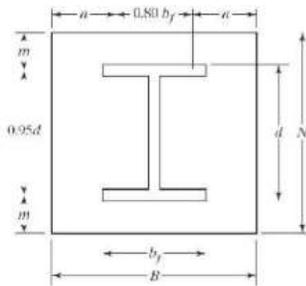
$\phi_c := 0.60$ Factor de resistencia para compresión

$$A = \frac{R_{u1}}{\phi_c * 0.85 * f'_c} = \frac{10,322}{0.60 * 0.85 * 2.5} = 8,096 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{A} = 2,845 \text{ cm}^2$$

Por razones constructivas se escogerá una placa de 20x20cm $A=400 \text{ cm}^2$

Espesor de placa requerido:



$\phi_b := 0.6$ Factor de resistencia para flexión.

$F_y := 248.211 \text{ MPa}$ Resistencia a fluencia de placa.

$l := 8.1 \text{ cm}$ La mayor longitud n o m (ver imagen).

$$t = l * \sqrt{\frac{2 * R_u}{A * f_y * \phi_b}} = 0,475 \text{ cm}$$

Por razones de mercado y constructivas se determina

colocar placas de 1cm de espesor.

- **Diseño en común para placa fija y móvil.**

Se trabajará con los mayores esfuerzos.

Número de pernos necesarios:

Escogiendo pernos de 12 mm de diámetro A325MT tenemos:

- Número de pernos que resistan corte.**

Resistencia de 1 perno de 12mm:

$\phi := 0.75$ Factor de resistencia a cortante.

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$F_n = 330 \text{ MPa}$ Resistencia nominal de A325

Resistencia última de un perno de 12mm

$$R_u := \phi \cdot F_n \cdot A_b = 0.75 \cdot 33 \cdot 1.131 = 27,992 \text{ KN}$$

Número de pernos necesarios

$$N_u = \frac{8,21 \text{ KN}}{R_u} = 0,293$$

b) Número de pernos que resistan la tracción debida al viento.

Resistencia de 1 perno de 12mm:

$$N_v = 7,24 \text{ KN}$$

$\phi := 0.75$ Factor de resistencia a cortante.

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$F_n = 330 \text{ MPa}$ Resistencia nominal de A325

Resistencia última de un perno de 12mm

$$R_u := \phi \cdot F_n \cdot A_b = 0.75 \cdot 33 \cdot 1.131 = 27,992 \text{ KN}$$

Número de pernos necesarios

$$N_u = \frac{7,24 \text{ KN}}{R_u} = 0,259$$

Por lo tanto, se adoptará por razones constructivas se coloca en cada apoyo 4 pernos de 12mm.

3.5.2.4.2 ANCLAJE DE LOS PERNOS

$$l_b = m \cdot \phi^2 = 17 \cdot 1.2^2 = 24.48 \text{ cm}$$

Se adopta una longitud de anclaje de 25cm.

Longitud de soldadura del perfil a la placa de apoyo:

Propiedades de los materiales a emplear:

$F = 36 \text{ ksi} = 248.211 \text{ MPa}$ Resistencia mínima a la fluencia del material base. y

$F_u = 58 \text{ ksi} = 399.896 \text{ MPa}$ Resistencia de rotura a la tracción del material base.

$t = 2 \text{ mm}$ Espesor de la pieza unida más delgada.

$F_{exx} = 60 \text{ ksi} = 413.685 \text{ MPa}$ Resistencia a la tracción del metal de aporte.

Para el pre dimensionamiento de las vigas, la norma nos recomienda en la Tabla 9.3.1.1 Altura mínima de vigas no pretensadas de la NB1225001, también se encuentra en el capítulo 2 en la Tabla.

El ancho mínimo de la viga debe ser 20cm para un análisis estático y 25cm para un análisis dinámico.

- **Pre dimensionamiento de Columnas**

Según la NB 1225001, señala directrices de las dimensiones para cualquier tipo columna en el Artículo 10.3 Limites de diseño. Generalmente se recomienda que las dimensiones mínimas para una columna rectangular es 25x25 cm.

- **Pre dimensionamiento de las losas**

- 1) **Losas Macizas**

La norma señala algunas recomendaciones en la Tabla 7.3.1.1 Espesor mínimo de losas, que dictan que la altura mínima de una losa maciza.

- 2) **Losas Reticulares**

La NB 1225001, indica en el Artículo 8.3.1 Espesor mínimo de losas. Para este caso las dimensiones de los nervios serán de ancho igual a 12, 00 cm, el ancho del casetón será de 40,00 cm y la altura total de la losa será de 25,00 cm, asumiendo una capa de compresión de 5,00 cm. Para mayor detalle se refleja en el Capítulo 2.

3.5.3.3 ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE CARGAS

Para el diseño estructural, se ha considerado tres tipos de cargas:

- Peso propio de la estructura, cargas muertas y permanentes
- Carga viva y sobre carga de uso
- Carga de Viento

- 1) **Peso propio de la estructura, cargas muertas y permanentes**

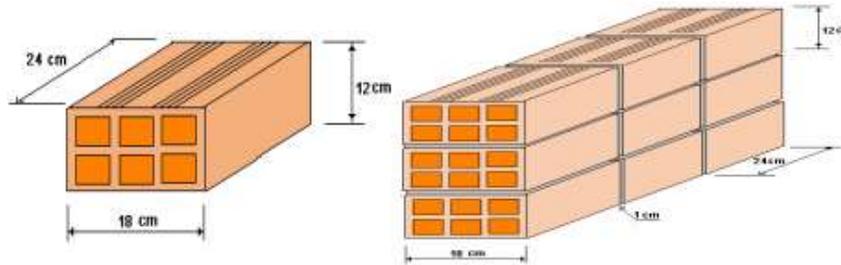
El peso propio de la estructura el programa CYPECAD por defecto las considera y no es necesario realizar el cálculo.

Cargas muertas y permanentes

Las cargas muertas o permanentes, que son las provenientes de los pesos propios de los elementos estructurales (Peso de las paredes y de sus revoques, cubiertas, peso propio de los elementos estructurales).

- Cargas de muros

Figura 3.15 Dimensiones de ladrillos de 6 huecos



Fuente: Imagen de Google

Datos

Largo	24	cm
Ancho	18	cm
H=	12	cm
Jh=	1,5	cm
Jv=	1,5	cm
Y_{mortero}=	21	KN/m ³

Volumen de un ladrillo:

$$V_{\text{ladrillo}} = 0,00518 \text{ m}^3$$

Cantidad de ladrillo en 1 m²

$$CL = \frac{1}{(L + Jh) * (H + Jv)}$$

$$Cl = 29,05 \text{ Pza/m}^2$$

Volumen de ladrillo en 1m²
Volumen de mortero en 1 m²

$$0,151 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$0,0294 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Tabla 3.8 Tabla de cálculo de revestimientos de muros

Revestimientos			
Revoque a considerar	Y(KN/m3)	Espesor (cm)	Peso (KN/m2)
Revestimiento exterior			
Revoque de cemento	21,00	1,00	21,00
Revestimiento interior			
Revoque de yeso	12,50	1,00	12,50

Fuente: Elaboración propia

Peso de ladrillo 0,036 KN/pza
H_{muro} 3.65 m

Peso del Muro por 1m²	1998,4 N/m ²
	0,2 KN/m ²

- **Carga de tanque elevado**

Se realizó el cálculo de la dotación para el nuevo mercado central del Valle de la Concepción. mediante la utilización del Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

$$Dotacion_{diaria} = 20 \frac{L}{m^2 * dia}$$

$$A_{mercado} = 685.805 m^2$$

$$Cantidad = 20 \frac{L}{m^2 * dia} * A = 685,805m^2 = 13716.1 Litros$$

- **Dimensionamiento del tanque elevado**

Para el cálculo del volumen útil de almacenamiento se aceptará al menos un volumen igual al consumo diario distribuido 40% (2/5) en el tanque elevado. (REGLAMENTO NACIONAL DE INSTALACIONES SANITARIAS DOMICILIARIAS) (Tercera revisión mayo 2011).

$$Tanque\ elevado = 13716.1 * 0.4 = 5486.44 Litros$$

Se usará dos tanques de 2000 Litros

Figura 3.16 Capacidades de Tanques de Almacenamiento de Agua.

TANQUES DE AGUA
DE 300 A 25.000 LITROS

FABRICADOS POR:
PXB PLAXBURG

TANK-BURG

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS*

CAPACIDAD (L)	300	450	650	900	1000	1200	1500	2000	2500	3000	3500	5000	10000	20000	25000
ALTURA (mm)	730	930	1210	1200	1220	1290	1250	1530	1935	1700	1880	2030	2610	3234	3829
DIÁMETRO (mm)	850	850	930	1040	-	1200	-	1400	1400	1750	1750	2000	2320	2957	2957
ANCHO (mm)	-	-	-	-	1100	-	1150	-	-	-	-	-	-	-	-
LARGO (mm)	-	-	-	-	1200	-	1600	-	-	-	-	-	-	-	-

* VOLÚMENES Y DIMENSIONES NOMINALES (±2%) ** TANQUES HORIZONTALES TIPO CISTERNA

Fuente: Catalogo de tanques plaxburg

Cálculo del peso de los tanques elevados de agua:

$$P_{tanque} = \frac{\gamma_{H_2O} * V}{Area\ losa}$$

$$P_{tanque} = \frac{10KN/m^3 * 3.00m^3}{1,77 * 1,80} = 9,41 KN = 9,5 KN$$

- Cargas muertas en las diferentes plantas

Tabla 3.9 Cargas de uso utilizadas en la estructura

Cargas muertas en las plantas (KN/m ²)					
Descripción	Planta Baja	Planta Alta	Planta Terraza	Cubierta	Tanque
Piso Cerámico	0,18	0,18	-	-	-
Cielo Falso	0,24	0,24	0,24	-	-
Muros de ladrillo	2,00	2,00	2,00	2,00	-
Mesón de granito	0,90	0,90	0,90	-	-
Piso Terraza	-	-	0,20	0,20	-
Tanque de agua	-	-	-	-	0,95

Fuente: Elaboración propia

Los datos de la carga muerta en las plantas varían, teniendo como resultado diferentes valores de carga muerta por grupo.

Por este motivo se asumirá para las cargas muerta por grupo igual a 3,00 KN/m², menos en la planta de tanque de agua se tomará 9,50 KN/m².

2) Carga viva y sobre carga de uso

Tabla 3.10 Cargas de uso utilizadas en la estructura

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m^2	Concentrada en kN
Azoteas y terrazas (donde pueden congregarse personas)	4,0	
Azoteas accesibles privadamente	3,0	
Azoteas inaccesibles	1,0	
Cocinas (5)		
- Viviendas	2,0	
- Otros destinos	4,0	
Comedores, restaurantes y confiterías	5,0	
Comercio (Negocios) Venta al menudeo		
- Planta baja	5,0	4,5
- Pisos superiores	4,0	4,5
Comercio al por mayor, todos los pisos	6,0	4,5

Fuente: Tabla 4.1 Sobrecargas de servicio, L, NB1225002

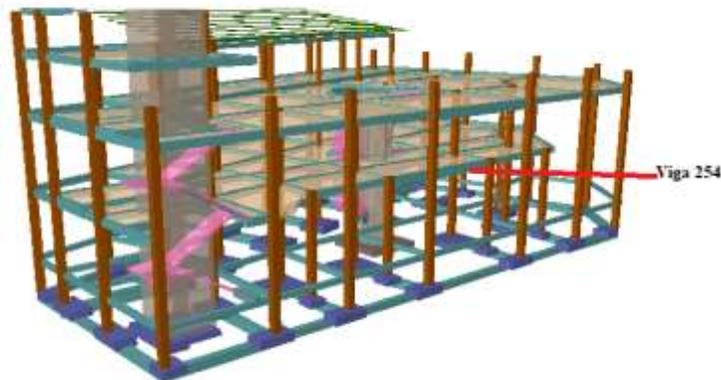
3) Carga de viento

La fuerza de viento de diseño para edificios y otras estructuras abiertas no debe ser menor que el valor $0,50 \text{ KN/m}^2$ multiplicado por el área A_f .

3.5.3.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIGA

Se realizará la verificación de la viga más solicitada. Los esfuerzos son obtenidos del software Cypecad 2019. La viga en estudio se encuentra en la planta alta, pórtico N° 25; los datos de la viga N°254 son los siguientes:

Figura 3.17 Ubicación de la viga más solicitada



Fuente: Elaboración propia

Datos:

Altura de la Viga $h=60\text{cm}$

Base de la viga $b=30\text{cm}$

Recubrimiento mínimo $r_{geo}=2,50\text{ cm}$

- **Determinación del recubrimiento mecánico**

$$\phi_{estribo} = 8\text{ mm} \quad \phi_{barras} = 12\text{ mm}$$

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{barras}}{2} = 2,5 + 0,8 + 0,6 = 3,90\text{ cm}$$

- **Canto útil de la viga**

$$d = h - r_{mec} = 60 - 3,90 = 56,10\text{ cm}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

Los momentos máximos actuantes en la viga son:

Momento Negativo

- Tramo del lado izquierdo $M_u (-) = 135,16\text{ KN}\cdot\text{m}$
- Tramo central $M_u = 0\text{ KN}\cdot\text{m}$
- Tramo del lado derecho $M_u (-) = 137,20\text{ KN}\cdot\text{m}$

Momento Positivo

- Tramo del lado izquierdo $M_u (-) = 69,97\text{ KN}\cdot\text{m}$
- Tramo central $M_u (+) = 134,01\text{ KN}\cdot\text{m}$
- Tramo del lado derecho $M_u (-) = 68,89\text{ KN}\cdot\text{m}$

Verificación de los momentos en los apoyos y el tramo central

Según el apartado 21.11.4.1 de la norma NB 1225001 La resistencia a momentos positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en debe ser mayor de un quinto de la máximo resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

➤ **Condición**

$$\text{Para la parte de los apoyos: } M_1(+)\geq \frac{M_1(-)}{3} \quad M_3(+)\geq \frac{M_3(-)}{3}$$

Para el tramo central:

$$\frac{M_{\max(M_1(-) \text{ o } M_3(-))}}{5} \leq \begin{cases} M_2(+) \\ M_2(+) \end{cases}$$

➤ **Verificación:**

Tramo Izquierdo:

Verificación del momento positivo, con la relación de un tercio calculamos el momento de diseño.

$$Mu(+)=135,16 \text{ KN} * m \quad \rightarrow \quad Mu(+)=135,16 * \frac{1}{3}=45,05 \text{ KN} * m$$

Por otro lado, se tiene en el tramo izquierdo:

$$Mu(+)=69,97 \text{ KN} * m$$

Verificación:

$$M_{u+}=45,05 \text{ KN} * m < 69,97 \text{ KN} * m$$

$$M_{u+}=69,97 \text{ KN} * m$$

Tramo Central:

Verificación del momento positivo, con la relación de un quinto del máximo momento negativo calculamos el momento de diseño.

$$Mu(+)=134,01 \text{ KN} * m \quad \rightarrow \quad Mu(+)=134,01 * \frac{1}{5}=26,80 \text{ KN} * m$$

Por otro lado, se tiene en el tramo izquierdo:

$$Mu(+)=134,01 \text{ KN} * m \text{ (Momento positivo se mantiene)}$$

Verificación:

$$M_{u+}=27,44 \text{ KN} * m > 0 \text{ KN} * m$$

$$M_{u-} = 27,44 \text{ KN} * m \text{ (Momento negativo en el centro)}$$

Tramo Derecho:

Verificación del momento negativo, con la relación de un tercio calculamos el momento de diseño.

$$Mu(-) = 137,20 \text{ KN} * m \quad \rightarrow \quad Mu(-) = 137,20 * \frac{1}{3} = 45,73 \text{ KN} * m$$

Por otro lado, se tiene en el tramo izquierdo:

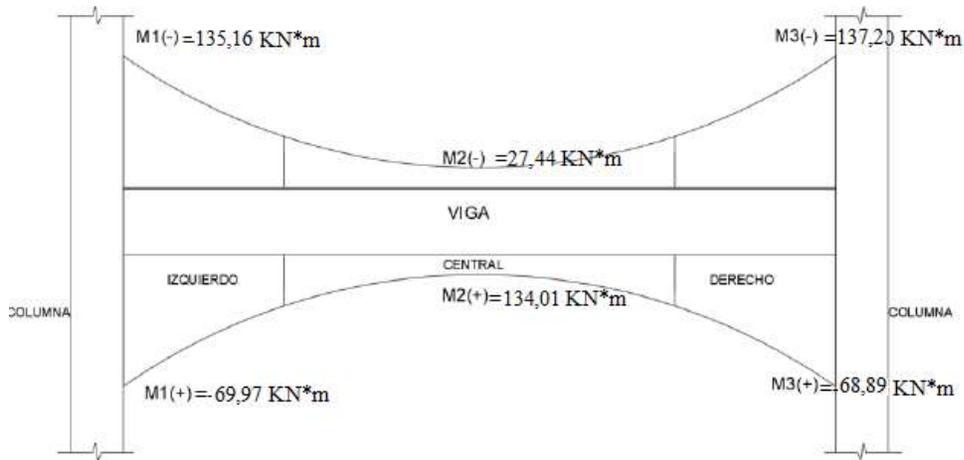
$$Mu(-) = 68,89 \text{ KN} * m$$

Verificación:

$$M_{u+} = 45,73 \text{ KN} * m < 68,89 \text{ KN} * m$$

$$M_{u+} = 68,89 \text{ KN} * m \text{ (Momento positivo en el tramo derecho)}$$

Figura 3.18 Distribución de momentos de la viga N° 254



Fuente: Elaboración propia.

CÁLCULO A FLEXIÓN PARA MOMENTOS POSITIVO

Los momentos de diseño son:

$$\begin{cases} Mu_{izq}(-) = 69,97 \text{ KN} * m \\ Mu_{centro}(+) = 134,01 \text{ KN} * m \\ Mu_{der}(-) = 68,89 \text{ KN} * m \end{cases}$$

Determinación de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'c * b}} \quad \phi = 0,90 \quad c = \frac{a}{\beta_1} \quad \beta_1 = 0,85$$

1) Tramo izquierdo

$$a = 56,10 - \sqrt{56,10^2 - \frac{2 * 69,97 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 30}} = 2,218 \text{ cm}$$

2) Tramo central

$$a = 56,10 - \sqrt{56,10^2 - \frac{2 * 134,01 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 30}} = 4,33 \text{ cm}$$

$$c = \frac{4,33}{0,85} = 5,095 \text{ cm}$$

3) Tramo derecho

$$a = 56,10 - \sqrt{56,10^2 - \frac{2 * 68,89 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 30}} = 2,183 \text{ cm}$$

Cálculo de la cantidad de acero

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y}$$

1) Tramo izquierdo

$$A_{st} = \frac{0,85 * 2,5 * 2,218 * 30}{50} = 2,828 \text{ cm}^2$$

2) Tramo central

$$A_{st} = \frac{0,85 * 2,5 * 4,33 * 30}{50} = 5,521 \text{ cm}^2$$

3) Tramo derecho

$$A_{st} = \frac{0,85 * 2,5 * 2,183 * 30}{50} = 2,783 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy} \\ AS_{2min} = \frac{1,4}{fy} \\ AS_{3min} = \frac{4}{3} * Ast \end{array} \right.$$

1) Tramo izquierdo

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 300 * 561}{500} = 420,75 * \frac{1}{100} = 4,21cm^2 \\ AS_{2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{50} * 30 * 56.1 = \mathbf{4,71cm^2} \\ AS_{3min} = \frac{4}{3} * 2,828 = 3,771cm^2 \end{array} \right.$$

2) Tramo central

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 300 * 561}{500} = 420,75 * \frac{1}{100} = 4,21cm^2 \\ AS_{2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{50} * 30 * 56.1 = 4,71cm^2 \\ AS_{3min} = \frac{4}{3} * 5,521 = \mathbf{7,361cm^2} \end{array} \right.$$

3) Tramo derecho

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 300 * 561}{500} = 420,75 * \frac{1}{100} = 4,21cm^2 \\ AS_{2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{50} * 30 * 56.1 = \mathbf{4,71cm^2} \\ AS_{3min} = \frac{4}{3} * 2,828 = 3,771cm^2 \end{array} \right.$$

El área de armadura requerida en los tramos será:

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{izquierda} = 4,71cm^2 \\ AS_{centro} = 7,361 cm^2 \\ AS_{derecha} = 4,71cm^2 \end{array} \right.$$

Disposición de las barras:

1) Tramo izquierdo

$$\phi_{long} = 16mm$$

$$AS_{long} = 4 * \frac{\pi * 1,6^2}{4} = 8,04 cm^2$$

Verificación:

$$AS_{cal} \geq AS_{necesario}$$

$$8,04 cm^2 \geq 4,71cm^2 \quad \text{Cumple}$$

Se adopta: Montaje: 4Ø 16mm

2) Tramo central

$$\phi_{long} = 16mm$$

$$AS_{long} = 4 * \frac{\pi * 1,6^2}{4} = 8,04 cm^2$$

Verificación:

$$AS_{cal} \geq AS_{necesario}$$

$$8,04 cm^2 \geq 7,361cm^2 \quad \text{Cumple}$$

Se adopta: Montaje: 4Ø 16mm

3) Tramo derecho

$$\phi_{long} = 16mm$$

$$AS_{long} = 4 * \frac{\pi * 1,6^2}{4} = 8,04 cm^2$$

Verificación:

$$AS_{cal} \geq AS_{necesario}$$

$$8,04 cm^2 \geq 4,71cm^2 \quad \text{Cumple}$$

Se adopta: Montaje: 4Ø 16mm

Verificaciones:

- **Verificación de espaciamiento:**

$$S = \frac{b - 2r_{mec} - (N^{\circ} barras - 1) * \phi_{long}}{N^{\circ} barras - 1}$$

$$S = \frac{30 - 2 * 3,9 - (4 - 1) * 1,2}{4 - 1} = 5,80cm$$

Espaciamiento mínimo entre armaduras longitudinales:

$$Tmax_{agregado} = 15mm$$

$$smin \leq \begin{cases} d_b \\ 25mm \\ 1,33 * Tmax_{agregado} \end{cases} = \begin{cases} 1,2cm \\ 2,5cm \\ 1,99cm \end{cases}$$

Espaciamiento máximo entre armaduras longitudinales:

$$smax \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{fs} - 2,5Cc \\ 300 * \frac{280}{fs} \end{cases} = \begin{cases} 24,9CM \\ 25,2cm \end{cases}$$

Verificación:

$$smin \leq s \leq smax$$

$$2,5cm \leq 5,8cm \leq 24,9cm \text{ Cumple}$$

• **Verificación a fluencia**

$$\xi c = 0,003 \text{ Def. hormigón}$$

$$\xi t \text{ lim} = 0,005 \text{ Def. acero}$$

$$a = 4,33cm$$

$$c = \frac{4,33}{0,85} = 5,095 \text{ cm}$$

Deformación del acero:

$$\xi t = \left(\frac{d - c}{c} \right) * \xi c \quad \xi t = \left(\frac{561 - 50,95}{50,95} \right) * 0,003 = 0,03$$

$$\xi t \geq \xi t \text{ lim} \quad 0,03 \geq 0,005 \text{ Cumple}$$

Cálculo a flexión para momentos negativos

Los momentos de diseño son:

$$Mu_{izq}(-) = 135,16 \text{ KN} * m$$

$$Mu_{centro}(-) = 27,44 \text{ KN} * m$$

$$Mu_{der}(-) = 137,20 \text{ KN} * m$$

Determinación de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'c * b}} \quad \phi = 0,90 \quad c = \frac{a}{\beta_1} \quad \beta_1 = 0,85$$

1) Tramo izquierdo

$$a = 56,10 - \sqrt{56,10^2 - \frac{2 * 135,16 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 30}} = 4,369 \text{ cm}$$

2) Tramo central

$$a = 56,10 - \sqrt{56,10^2 - \frac{2 * 27,44 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 30}} = 0,86 \text{ cm}$$

3) Tramo derecho

$$a = 56,10 - \sqrt{56,10^2 - \frac{2 * 137,20 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 30}} = 4,438 \text{ cm}$$

$$c = \frac{4,438}{0,85} = 5,22 \text{ cm}$$

Cálculo de la cantidad de acero

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y}$$

1) Tramo izquierdo

$$A_{st} = \frac{0,85 * 2,5 * 4,369 * 30}{50} == 5,57 \text{ cm}^2$$

2) Tramo central

$$A_{st} = \frac{0,85 * 2,5 * 0,86 * 30}{50} == 1,10 \text{ cm}^2$$

3) Tramo derecho

$$A_{st} = \frac{0,85 * 2,5 * 4,438 * 30}{50} == 5,658 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy} \\ AS_{2min} = \frac{1,4}{fy} \\ AS_{3min} = \frac{4}{3} * Ast \end{array} \right.$$

1) Tramo izquierdo

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 300 * 561}{500} = 420,75 * \frac{1}{100} = 4,21cm^2 \\ AS_{2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{50} * 30 * 56,1 = 4,71cm^2 \\ AS_{3min} = \frac{4}{3} * 5,57 = 7,427 cm^2 \end{array} \right.$$

2) Tramo central

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 300 * 561}{500} = 420,75 * \frac{1}{100} = 4,21cm^2 \\ AS_{2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{50} * 30 * 56,1 = 4,71cm^2 \\ AS_{3min} = \frac{4}{3} * 1,10 = 1,467 cm^2 \end{array} \right.$$

3) Tramo derecho

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 250 * 561}{500} = 350,625 * \frac{1}{100} = 3,51cm^2 \\ AS_{2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{50} * 25 * 57,7 = 4,04cm^2 \\ AS_{3min} = \frac{4}{3} * 5,559 = 7,412 cm^2 \end{array} \right.$$

El área de armadura requerida en los tramos será:

$$\left\{ \begin{array}{l} AS_{izquierda} = 7,427 cm^2 \\ AS_{centro} = 4,71 cm^2 \\ AS_{derecha} = 7,544 cm^2 \end{array} \right.$$

Disposición de las barras:

1) Tramo izquierdo

$$\phi_{long} = 16mm$$

$$AS_{long} = 3 * \frac{\pi * 1,2^2}{4} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$AS_{refuerzo} = 7,427 \text{ cm}^2 - 6,03 \text{ cm}^2 = 1,397 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{long} = 12mm$$

$$AS_{refuerzo} = 2 * \frac{\pi * 1,2^2}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$AS_{total} = 6,03 \text{ cm}^2 + 2,26 \text{ cm}^2 = 8,29 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$AS_{cal} \geq AS_{necesario} \quad 8,29 \text{ cm}^2 \geq 7,427 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Se adopta: Montaje: 3Ø 16mm + refuerzo: 2Ø 12mm

1) Tramo central

$$\phi_{long} = 16mm$$

$$AS_{long} = 3 * \frac{\pi * 1,2^2}{4} = 6,03 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$AS_{cal} \geq AS_{necesario}$$

$$6,03 \text{ cm}^2 \geq 4,71 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Se adopta: Montaje: 3Ø 16mm

2) Tramo derecho

$$\phi_{long} = 16mm$$

$$AS_{long} = 3 * \frac{\pi * 1,2^2}{4} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$AS_{refuerzo} = 7,544 \text{ cm}^2 - 6,03 \text{ cm}^2 = 1,514 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{long} = 12mm$$

$$AS_{refuerzo} = 2 * \frac{\pi * 1,2^2}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$AS_{total} = 6,03 \text{ cm}^2 + 2,26 \text{ cm}^2 = 8,29 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$A_{S_{cal}} \geq A_{S_{necesario}}$$
$$8,29 \text{ cm}^2 \geq 7,544 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Se adopta: **Montaje: 3Ø 16mm + refuerzo: 2Ø 12mm**

Verificaciones:

- **Verificación de espaciamiento:**

$$S = \frac{b - 2r_{mec} - (N^\circ \text{ barras} - 1) * \phi_{long}}{N^\circ \text{ barras} - 1}$$
$$S = \frac{30 - 2 * 3,9 - (3 - 1) * 1,6 - (2 * 1,2)}{5 - 1} = 4,15 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo entre armaduras longitudinales:

$$T_{max_{agregado}} = 15 \text{ mm} \quad d_b = 12 \text{ mm}$$

$$s_{min} \leq \begin{cases} d_b \\ 25 \text{ mm} \\ 1,33 * T_{max_{agregado}} \end{cases} = \begin{cases} 1,2 \text{ cm} \\ 2,5 \text{ cm} \\ 1,99 \text{ cm} \end{cases}$$

Espaciamiento máximo entre armaduras longitudinales:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 C_c \\ 300 * \frac{280}{f_s} \end{cases} = \begin{cases} 24,9 \text{ CM} \\ 25,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Verificación:

$$s_{min} \leq s \leq s_{max}$$
$$2,5 \text{ cm} \leq 4,15 \text{ cm} \leq 24,9 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

- **Verificación a fluencia**

$$\xi_c = 0,003 \text{ Def. hormigón}$$

$$\xi_t \text{ lim} = 0,005 \text{ Def. acero}$$

$$a = 4,438 \text{ cm}$$

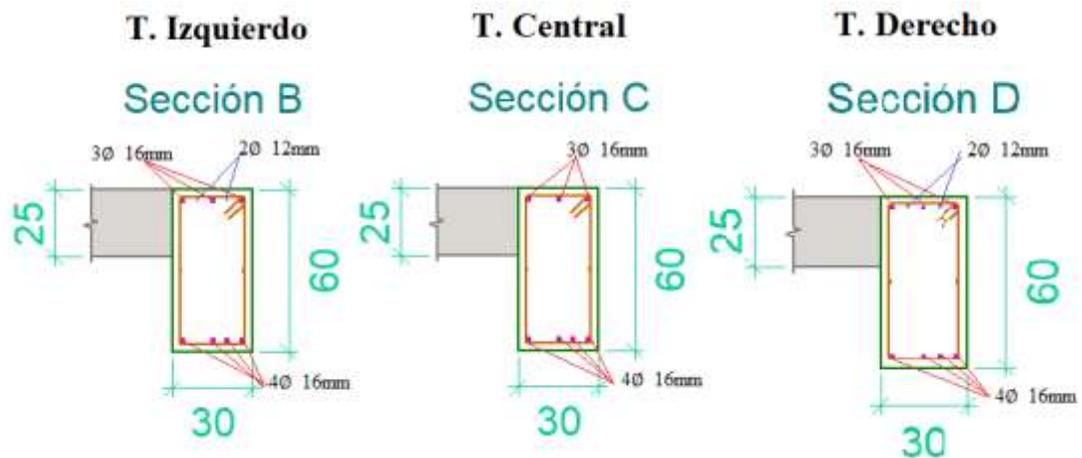
$$c = \frac{4,438}{0,85} = 5,22 \text{ cm}$$

Deformación del acero:

$$\xi_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) * \xi_c \quad \xi_t = \left(\frac{561 - 52,2}{52,2} \right) * 0,003 = 0,029$$

$$\xi_t \geq \xi_{t \text{ lim}} \quad 0,029 \geq 0,005 \text{ Cumple}$$

Figura 3.19 Disposición de la armadura por flexión en la viga N° 254



Fuente: Elaboración propia

DISEÑO A CORTANTE

Datos:

Altura de la Viga $h=60\text{cm}$

Base de la viga $b=30\text{cm}$

Tramo izquierdo (positivo) $V_u=117,94 \text{ KN}$

Tramo derecho (negativo) $V_u=121,10 \text{ KN}$

Determinación del recubrimiento mecánico

$$\phi_{\text{estribo}} = 8 \text{ mm} \quad \phi_{\text{barras}} = 16 \text{ mm}$$

$$r_{\text{mec}} = r_{\text{geo}} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{barras}}}{2} = 2,5 + 0,8 + 0,8 = 4,10 \text{ cm}$$

Canto útil de la viga

$$d = h - r_{\text{mec}} = 60 - 4,10 = 55,90 \text{ cm}$$

1) Tramo izquierdo

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi = 0,75 \quad V_n = V_c + V_s$$

Resistencia del hormigón:

$$V_c = 0,17 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d \quad \lambda = 1$$

$$\Phi * V_c = 0,75 * (0,17 * 1 * (\sqrt{25} * 0,1) * 30 * 55,90)$$

$$V_c = 142,54KN \rightarrow \Phi * V_c = 106,91KN$$

$$117,94 \leq 106,91 \text{ No cumple}$$

Cálculo del estribo:

$$\emptyset_{estribo} = \frac{\emptyset_{long\ mas}}{2} = \frac{16}{2} = 8mm$$

$$A_{\emptyset\ estribo} = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} = 0,5027\ cm^2$$

Se considera 2 ramas en los estribos, por lo tanto:

$$A_{\emptyset\ estribo} = 2 * 0,5027\ cm^2 = 1,00\ cm^2$$

Separación de los estribos:

$$S = \frac{d * A_{\emptyset\ estribo} * fy}{\frac{Vu}{\Phi} - Vc} = \frac{56,9 * 1 * 50}{\frac{117,94}{0,75} - 106,91} = 56,51cm$$

Separación máxima del estribo:

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{117,94}{0,75} - 106,91 = 50,34KN$$

$$0,33 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,33 * (\sqrt{25} * 0,1) * 30 * 56,9 = 281,66\ KN$$

$$50,34\ KN < 281,66KN$$

$$S < \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{56,9}{2} = 28,45cm \\ 60cm \end{cases}$$

La separación de los estribos será:

$$\emptyset 8mm\ c/15cm$$

2) Tramo derecho

$$Vu \leq \Phi V_n \quad \Phi = 0,75 \quad V_n = V_c + V_s$$

Resistencia del hormigón:

$$V_c = 0,17 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d \quad \lambda = 1$$

$$\Phi * V_c = 0,75 * (0,17 * 1 * (\sqrt{25} * 0,1) * 30 * 55,90)$$

$$V_c = 142,54KN \rightarrow \Phi * V_c = 106,91KN$$

$$121,10 \leq 106,91 \text{ No cumple}$$

Cálculo del estribo:

$$\Phi_{estribo} = \frac{\Phi_{long\ mas}}{2} = \frac{16}{2} = 8mm$$

$$A_{\Phi\ estribo} = \frac{\pi * \Phi^2}{4} = 0,5027\ cm^2$$

Se considera 2 ramas en los estribos, por lo tanto:

$$A_{\Phi\ estribo} = 2 * 0,5027\ cm^2 = 1,00\ cm^2$$

Separación de los estribos:

$$S = \frac{d * A_{\Phi\ estribo} * f_y}{\frac{Vu}{\Phi} - V_c} = \frac{56,9 * 1 * 500 * 0,1}{\frac{121,10}{0,75} - 106,91} = 52,15cm$$

Separación máxima del estribo:

$$V_s = \frac{Vu}{\Phi} - V_c = \frac{121,10}{0,75} - 106,91 = 54,56\ KN$$

$$0,33 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,33 * (\sqrt{25} * 0,1) * 30 * 56,9 = 281,66\ KN$$

$$54,56\ KN < 281,66KN$$

$$S < \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{56,9}{2} = 28,45cm \\ 60cm \end{cases}$$

La separación de los estribos será:

$$\mathbf{\Phi 8mm\ c/15cm}$$

Para el tramo central de la viga, se usará la separación máxima de: **$\Phi 8mm\ c/25cm$**

- **Diseño de refuerzo de torsión**

Datos:

$$A_{cp} = b * h = 30 * 60 = 1800cm^2$$

$$P_{cp} = 2 * (b + h) = 2 * (30 + 60) = 180\ cm$$

$$Tu = -1,32\ KN * m \text{ Valor del diagrama de envolventes de torsión}$$

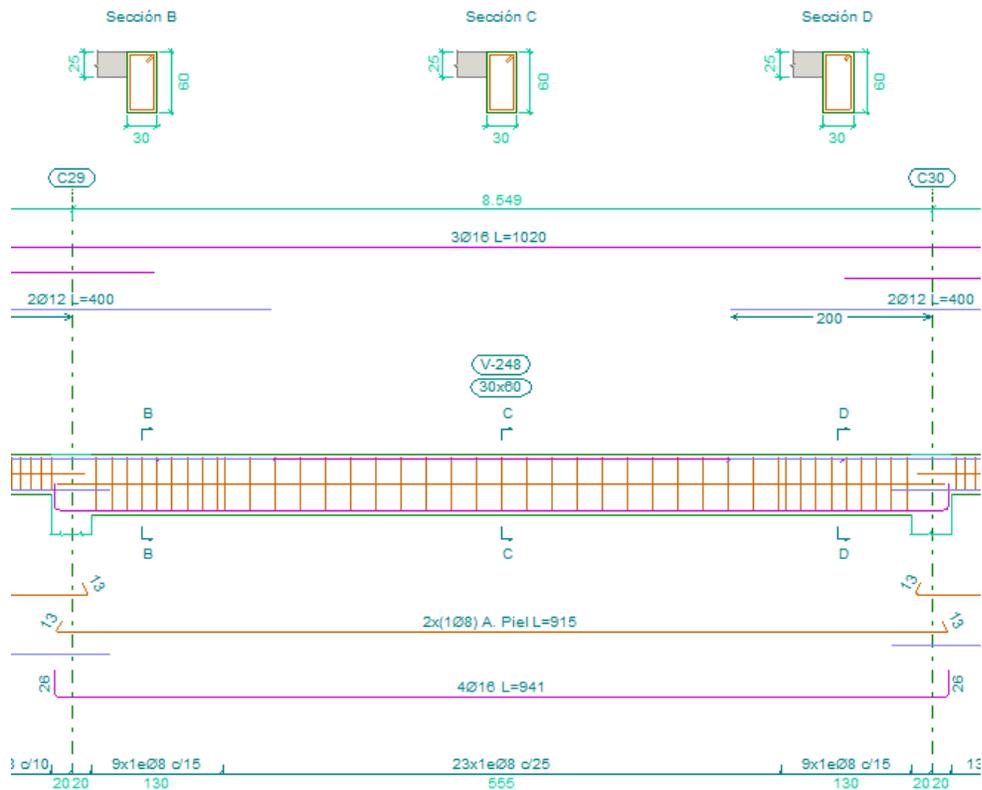
Verificación si necesita refuerzo a torsión

$$T_u \leq \phi * 0,083 * \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad \phi = 0,75 \text{ (Torsión)}$$

$$T_u \leq 0,75 * 0,083 * 1 * \sqrt{25} * 0,1 * \left(\frac{1800^2}{180} \right) = 560,25 \text{ KNcm} * \frac{1}{100}$$

1,32 KN * m ≤ 5,60 KN * m *Cumple, no se necesita refuerzo a torsión*

Figura 3.20 Disposición del armado en la viga N° 254



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.11 Tabla resumen de armado de la viga

Resumen de la armadura				
Solicitaciones			Disp. Armadura	
M(-)	135,16 KN*m	➡	2φ 16mm	2φ 16mm
M(+)	134,01 KN*m	➡	4φ 16mm	
M(-)	137,20 KN*m	➡	2φ 16mm	2φ 16mm
V(-)	121,10 KN	➡	φ 8mm	c/25cm

Fuente: Elaboración propia

3.5.3.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COLUMNA

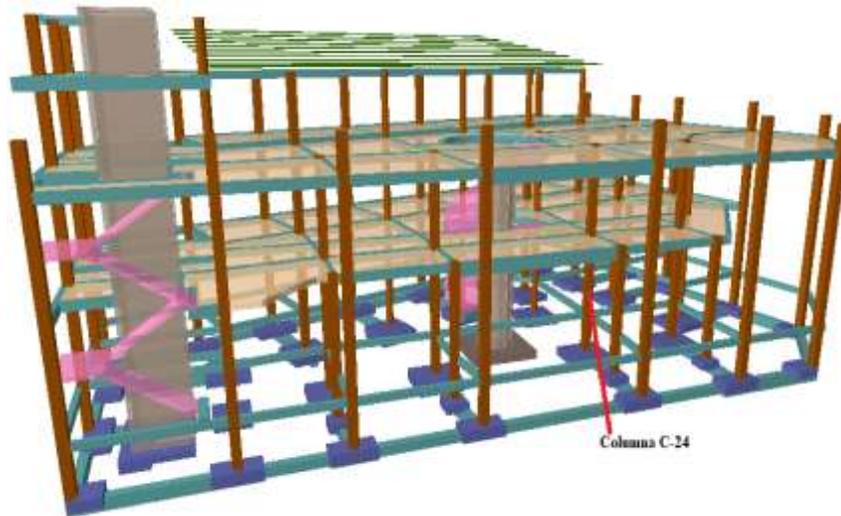
Se realizará la verificación de la columna más solicitada. Los esfuerzos son obtenidos del software Cypecad 2019.

Para determinar los esfuerzos máximos sobre la columna en estudio; se tomará a base de las combinaciones de cargas. La combinación de carga más desfavorable es:

$$U = 1,2D + 1,6 L$$

La columna en estudio es la C-24, cuyo arranque es desde la cimentación hasta la planta terraza. En la siguiente imagen se puede visualizar la posición de la columna.

Figura 3.21 Ubicación de la columna más solicitada



Fuente: Elaboración propia

Datos:

$$Lu = 3,78 \text{ m} \quad h = 0,40 \text{ m}$$

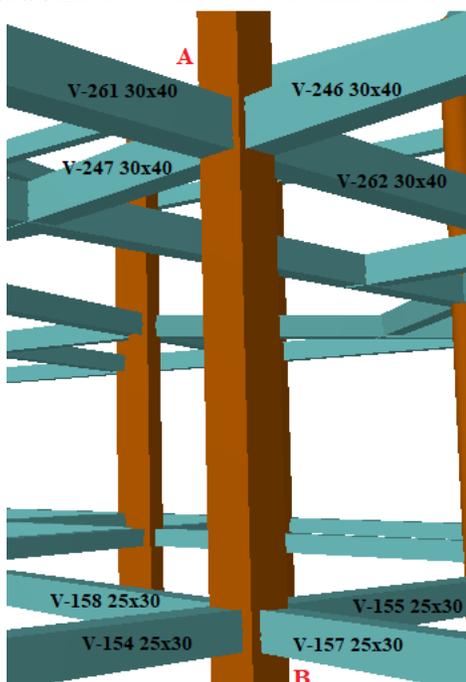
$$b = 0,40 \text{ m} \quad r_{geo} = 0,03 \text{ m}$$

Verificación a esbeltez:

$$\psi_A = \frac{\Sigma * \left(\frac{EI}{L}\right) (\text{Columnas que concurren en A})}{\Sigma * \left(\frac{EI}{L}\right) (\text{Vigas que concurren en A})}$$

$$\psi_B = \frac{\Sigma * \left(\frac{EI}{L}\right) (\text{Columnas que concurren en A})}{\Sigma * \left(\frac{EI}{L}\right) (\text{Vigas que concurren en A})}$$

Figura 3.22 Ubicación de la columna más solicitada



Fuente: Elaboración propia, Cypecad 2019

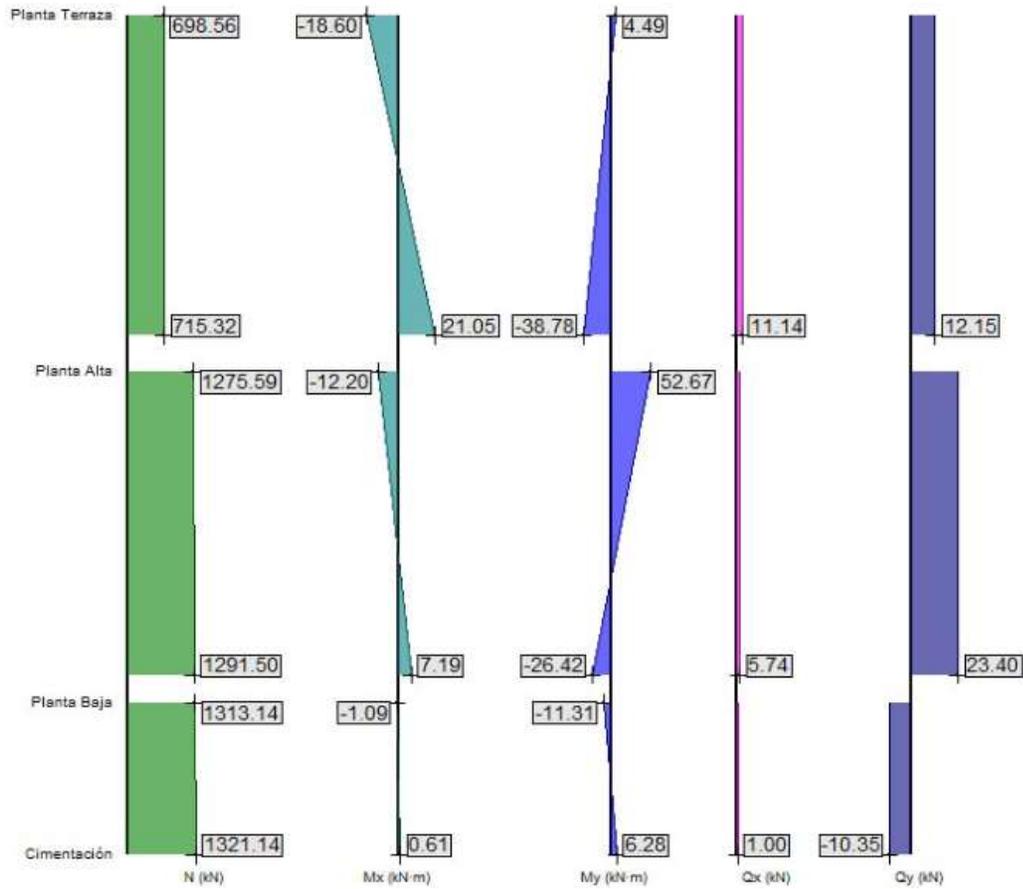
Tabla 3.12 Características de los elementos que concurren en la columna

Elemento	Longitud	B	H	I _x	I _y
		m	m	m ⁴	m ⁴
Columna 1	3.96	0.40	0.40	0.002133	0.002133
Columna C-24	3.78	0.40	0.40	0.002133	0.002133
Columna 2	2.00	0.40	0.40	0.002133	0.002133
Viga V-154	8.55	0.25	0.30	0.000563	0.000391
Viga V-155	5.68	0.25	0.30	0.000563	0.000391
Viga V-157	2.90	0.25	0.30	0.000563	0.000391
Viga V-158	6.61	0.25	0.30	0.000563	0.000391
Viga V-246	3.10	0.30	0.40	0.001600	0.000900
Viga V-247	2.65	0.30	0.40	0.001600	0.000900
Viga V-261	8.55	0.30	0.40	0.001600	0.000900
Viga V-262	5.68	0.30	0.40	0.001600	0.000900

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos de la combinación más crítica para la columna C-24

Figura 3.23 Esfuerzos de la combinación de carga más desfavorable de la columna



Fuente: Cypecad 2019, esfuerzos pilares

Cálculo del grado de empotramiento:

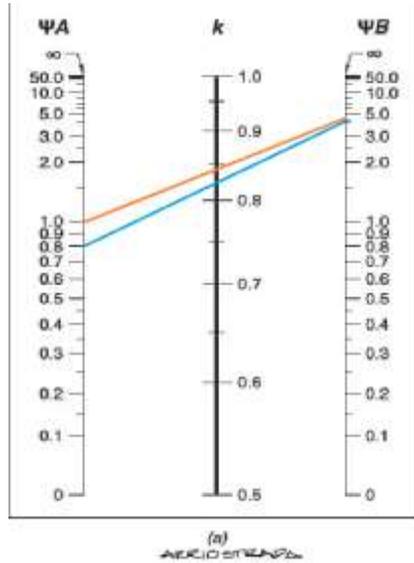
Dirección "X"

$$\psi_A = 1,00 \quad \psi_B = 4,55$$

Dirección "Y"

$$\psi_A = 0,80 \quad \psi_B = 4,15$$

Figura 3.24 Factor de longitud efectiva para la columna



Fuente: Diseño de concreto reforzado – Jack McCoormac

$$\begin{cases} k_x = 0,84 \\ k_y = 0,82 \end{cases}$$

Es necesario conocer si el elemento es esbelto o no para ello el apartado 10.10 efectos de la esbeltez en elementos comprimidos de la NB 1225001. Establece que se permite ignorar los efectos de esbeltez cuando se cumpla con la siguiente expresión.

Para columnas arriostradas contra desplazamiento laterales.

$$\frac{K * Lu}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

Donde:

Lu = Luz de la columna

r = radio de giro

La relación de (M_1/M_2) es negativo se la columna está en curvatura simple y positivo si está en doble curvatura.

Verificación a esbeltez:

Para el eje X:

$$M_2 = 12,20 \text{ KN} * m \quad M_1 = 7,19 \text{ KN} * m$$

$$r_x = \sqrt{\frac{0,002133}{0,4 * 0,4}} = 0,1155m$$

$$\frac{K * Lu}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40 \quad \frac{0,84 * 3,78}{0,1155} \leq 34 + 12 * \left(\frac{7,19}{12,20}\right) \leq 40$$

$$27,49 \leq 38,07 \leq 40$$

Para el eje Y:

$$M_2 = 52,67 \text{ KN} * m \quad M_1 = 26,42 \text{ KN} * m$$

$$\frac{K * Lu}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40 \quad \frac{0,82 * 3,78}{0,1155} \leq 34 + 12 * \left(\frac{26,42}{52,67}\right) \leq 40$$

$$26,84 \leq 40 \leq 40 \text{ Cumple}$$

Finalmente, el diseño es como una columna corta.

Verificación a pandeo en “X” y “Y”

$$E = 4700 * \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa} = 2350 \text{ KN/cm}^2 \quad I = 213333,33 \text{ cm}^3$$

$$P_u = 1291,50 \text{ KN}$$

Carga crítica de Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(k * L)^2}$$

Sentido en “X”:

$$P_{cx} = \frac{\pi^2 * 2350 * 213333,33}{(0,84 * 378)^2} = 49077,70 \text{ KN} \geq 1291,5 \text{ KN Cumple}$$

Sentido en “Y”:

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 * 2350 * 213333,33}{(0,82 * 378)^2} = 51500,92 \text{ KN} \geq 1291,5 \text{ KN Cumple}$$

Verificación del pórtico si es desplazable o no desplazable

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta}{V_{us} L_c}$$

$$\Sigma P_u = 1291,5 \text{ Kn} \quad V_{us} = 23,4 \text{ Kn} \quad L_c = 3,78 \text{ m} \quad \Delta = 0,25 \text{ mm}$$

$$Q = \frac{1291,5 \text{ Kn} * 0,25 \text{ mm}}{23,4 \text{ Kn} * 3780 \text{ mm}} = 0,004 \leq 0,05 \text{ (Portico No Desplazable)}$$

Determinación del acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0,008 * b * h = 0,008 * 40 * 40$$

$$A_{s_{min}} = 12,8cm^2$$

Por lo tanto, se dispondrá de 8 barras de $\varnothing 16mm$; el detalle está en la figura 44

$$A_s = 16,08cm^2 \geq A_{s_{min}} = 12,8cm^2$$

Diseño a flexión

Se verificará el acero dispuesto por el programa con la ayuda del diagrama de interacción.

Datos:

$$Nu = 1291.5 \text{ KN} \quad Mx = 12,20 \text{ KN} * m$$

$$My = 52,67 \text{ KN} * m \quad Qx = 5,74 \text{ KN}$$

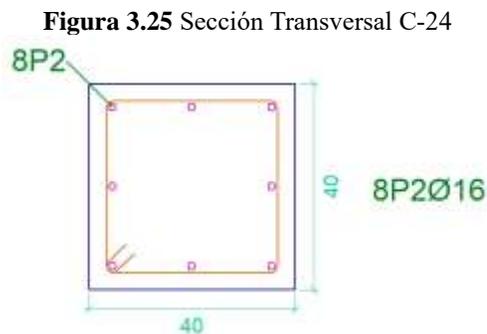
$$Qy = 23,40 \text{ KN}$$

Datos de la columna:

$$b = 40cm \quad h = 40cm$$

$$\phi = 0,65$$

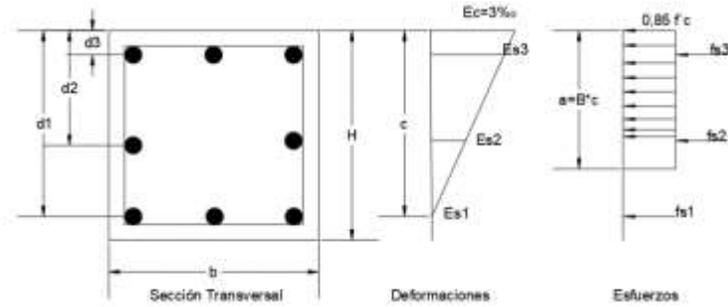
La disposición de armado para la columna C-24, será:



Fuente: Cypecad 2019

El método consiste en encontrar los puntos para el cálculo manual serán 3 (compresión pura, flexo compresión y tracción pura) a continuación se desarrolla este método.

Figura 3.26 Disposición de armado de la columna C-24



Fuente: Elaboración Propia

Determinación de los puntos:

- **Punto N°1 “Compresión pura”**

$$\begin{cases} \phi Pnc = \phi * 0,8 * [0,85 * fc (Ac - As) + fy * As] \\ \phi Mnc = 0 \quad \phi = 0,65 \end{cases}$$

Donde:

- ❖ Área unitaria de una barra de $d=16\text{mm}$ es $A_u=2,01\text{ cm}^2$
- ❖ $A_s = 16,08\text{ cm}^2$
- ❖ $A_c = 40 * 40 = 1600\text{ cm}^2$

Reemplazando:

$$\phi Pnc = 0,65 * 0,8 * [0,85 * 2,5 * (1600 - 16,08) + 50 * 16,08] = 2168,31\text{ KN}$$

- **Punto N°2 “Tracción pura”**

$$\begin{cases} \phi Pnc = -\phi * fy * As \\ \phi Mn = 0 \quad \phi = 0,90 \end{cases}$$

Reemplazando:

$$\phi Pnc = 0,90 * 50 * 16,08 = 723,6\text{KN} \quad \phi Mn = 0$$

- **Punto N°3 “Flexo Compresión”**

El armado provisto son barras longitudinales $\phi 16$ Barras de los estribos $\phi 8$

La distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de las armaduras.

Ver la Figura N°3.5.2.6.1-2.

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{barras}}{2} = 3,00 + 0,8 + 0,8 = 4,6 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d1 = H - r_{mec} = 40 - 4,6 = 35,4 \text{ cm} \\ d2 = \frac{H}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \\ d3 = r_{mec} = 4,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Pasos para encontrar el punto de falla balanceada:

Paso 1. ϵ_{s1} y f_{s1}

$$\epsilon_{s1} = z * \epsilon_y$$

$$f_{s1} = E * \epsilon_{s1}$$

Remplazando valor adoptado $z = -1$ para tracción:

$$\epsilon_{s1} = -1 * 0,0025 = -0,0025$$

$$f_{s1} = 200000 * -0,005 = -500 \text{ MPa} \leq f_y$$

Paso 2. Hallando a y x (profundidad del bloque de compresiones y eje neutro)

$$\frac{x}{\epsilon_c} = \frac{d1}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} = x = \frac{d1 * \epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} \quad x = \frac{35,4 * 0,003}{0,003 + 0,005} = 13,275 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 * x = 0,85 * 13,275 = 11,284 \text{ cm}$$

Paso 3. Hallando. ϵ_{s2} y f_{s2}

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{s2}}{d2} = \epsilon_{s2} = \left(\frac{d2}{x} - 1 \right) * \epsilon_c = \left(\frac{20}{13,275} - 1 \right) * 0,003 = 0,00152$$

$$f_{s2} = E * \epsilon_{s2} = 200000 * 0,00152 = 304,00 \text{ MPa}$$

Paso 4. Hallando. ϵ_{s3} y f_{s3}

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{s3}}{d3} = \epsilon_{s3} = \left(1 - \frac{d3}{x} \right) * \epsilon_c = \left(1 - \frac{4,60}{13,275} \right) * 0,003 = 0,00196$$

$$f_{s3} = E * \epsilon_{s2} = 200000 * 0,00196 = 392,09 \text{ MPa}$$

Paso 6. Hallando fuerzas en el Hormigón y Acero

En el hormigón:

$$N_c = 0,85 * f_c * a * b \quad N_c = 0,85 * 25 * 11,28 * 40 * 0,1 = 959,12 \text{ KN}$$

En el acero:

$$f_{s1} = 500 \text{ MPa} \rightarrow A_{s4} = 3\emptyset 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$f_{s2} = 304 \text{ MPa} \rightarrow A_{s4} = 2\emptyset 16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$f_{s3} = 392,09 \text{ MPa} \rightarrow A_{s4} = 3\emptyset 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

- **Compresión**

$$F_{s3} = (f_{s3} - 0,85 * f_c) * A_{s3} = (392,09 - 0,85 * 25) * 6,03 * 0,1 \\ = 223,617 \text{ KN}$$

- **Tracción**

$$F_{s2} = f_{s2} * A_{s2} = 304 * 4,02 * 0,1 = 122,208 \text{ KN}$$

$$F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = 500 * 6,03 * 0,1 = 301,50 \text{ KN}$$

Determinado las fuerzas resultantes:

$$\Sigma F_H = N_c + F_{s4} - F_{s3} - F_{s2} - F_{s1}$$

$$F_H = 959,12 + 223,617 - 122,208 - 301,50 = 759,03 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_o = N_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + f_{s3} * \left(\frac{h}{2} - d_3\right) + f_{s2} * \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{2}\right) + f_{s1} * \left(d_1 - \frac{h}{2}\right)$$

$$\Sigma M_o = 959,12 * \left(\frac{40}{2} - \frac{11,284}{2}\right) + 223,617 * \left(\frac{40}{2} - 4,6\right) + 301,50 * \left(35,4 - \frac{40}{2}\right)$$

$$\Sigma M_o = 218,579 \text{ KN} * \text{m}$$

Determinando ϕ :

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_t - 0,002) * \frac{250}{3} \quad \phi = 0,65 + (0,0025 - 0,002) * \frac{250}{3} = 0,692$$

Finalmente tenemos los nominales:

$$\phi P_n = 0,692 * 759,03 = 525,25 \text{ KN} \quad \phi M_n = 0,692 * 218,579 = 151,257 \text{ KN} * \text{m}$$

Diagrama de interacción

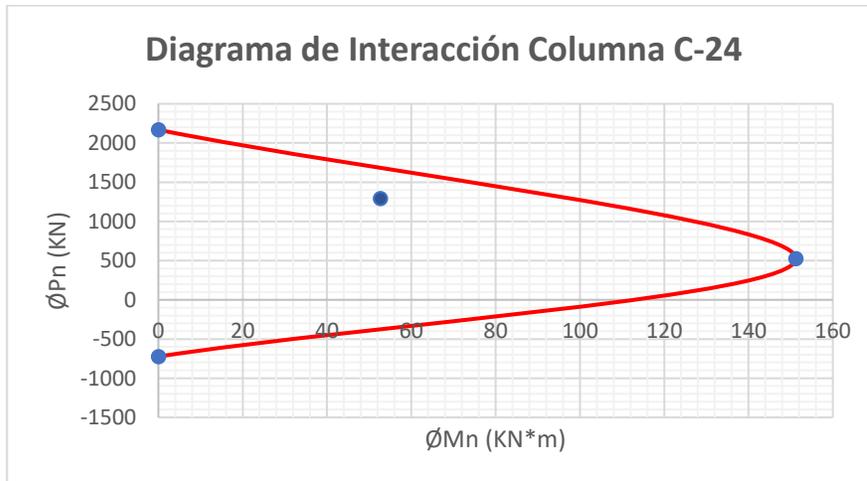
Tabla 3.13 Puntos del diagrama de interacción

Puntos del Diagrama	
ϕP_n	ϕM_n
Y	X
2168,31	0
525,25	151,257
-723,6	0

Pu	Mu
1291,5	52,67

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.27 Diagrama de interacción



Fuente: Elaboración Propia

Como los esfuerzos solicitados caen dentro del diagrama se da por valido el cálculo.

DISEÑO A CORTANTE

Datos:

$$N_u = 1291.5 \text{ KN}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$\phi = 0,75 \text{ factor de reducción de la resistencia}$$

$$\lambda = 1 \text{ (para hormigones de peso normal)}$$

$$\phi_{long} = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_{est} = 8 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 46 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 40 - 4,60 = 35,40 \text{ cm}$$

El diseño por cortante está basado en la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante externa de diseño

V_n = Resistencia nominal al cortante

ϕ = Factor de reducción de resistencia, iguala a 0,75

La resistencia nominal del cortante V_n es calculada según la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Elementos sometidos a compresión:

$$V_c = 0,17 * \left(1 + \frac{N_u}{1,4 * A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$A_g = 400 * 400 = 160\,000 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 0,17 * \left(1 + \frac{1291,5 * 1000}{14 * 160000}\right) * 1 * \sqrt{25} * 400 * 354 = 189,755 \text{ KN}$$

Refuerzo a cortante.

Si se cumple con la siguiente condición, se necesita acero de refuerzo.

$$\phi V_c \leq V_u$$

Para esfuerzo de cortante $\phi=0,75$

$$V_u = 23,40 \text{ KN}$$

Reemplazando:

$$0,75 * 189,755 \leq 23,40 \quad 141,316 \text{KN} \leq 23,40 \text{ KN} \text{ No necesita refuerzo}$$

Si cumple esta relación, no necesita refuerzo de estribo. Por lo tanto, se debe colocar estribo mínimo.

$$\phi_{est} = \frac{\phi_{long}}{2} = \frac{16 \text{mm}}{2} = 8 \text{mm}$$

$$A_{est} = 2 * 0,50 = 1,00 \text{cm}^2$$

Separación máxima de estribos:

$$S_{max} \geq \begin{cases} 48 * \phi_{est} \\ 16 * \phi_{long} \\ b \\ h \end{cases} = \begin{cases} 48 * 0,8 \\ 16 * 1,6 \\ 40 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \end{cases} \quad S_{max} \geq \begin{cases} 38,4 \text{cm} \\ 25,4 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \end{cases}$$

Se adopta:

$$S_{max} = 25 \text{ cm}$$

Diseño para la zona de confinamiento:

Longitud de confinamiento:

$$L_{confinamiento} \leq \begin{cases} \frac{L_u}{6} \\ b \text{ ó } h < \text{mayor} \\ 40 * \phi_{long} \\ 50 \text{cm} \end{cases} = \begin{cases} \frac{3,78}{6} \\ 40 \text{cm} \\ 40 * 1,6 \\ 50 \text{cm} \end{cases} \quad L_{confinamiento} \leq \begin{cases} 0,63 \text{cm} \\ 40 \text{cm} \\ 64 \text{cm} \\ 50 \text{cm} \end{cases}$$

Se adopta:

$$L_{confinamiento} = 64 \text{cm}$$

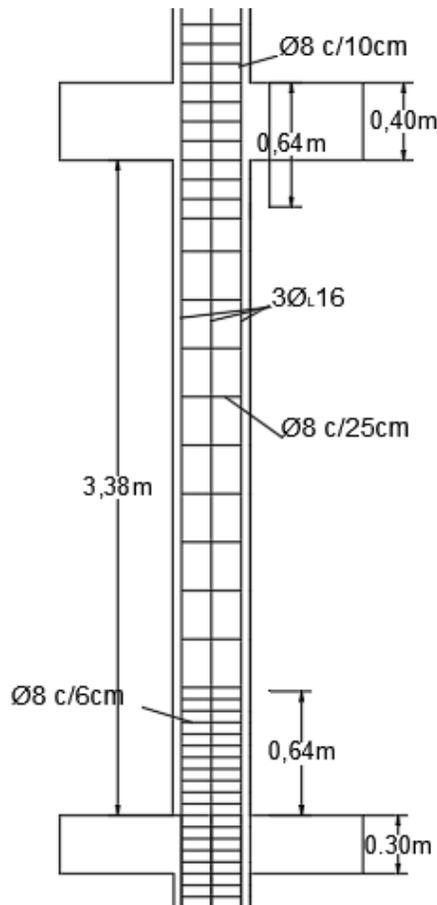
Separación de estribos en la zona de confinamiento:

$$S_{max} \geq \begin{cases} \frac{b \text{ ó } h}{4} \\ 6 * \varnothing_{long} \\ 15cm \end{cases} = \begin{cases} \frac{40}{4} \\ 6 * 1,6 \\ 15cm \end{cases} \quad S_{max} \geq \begin{cases} 10cm \\ 9,6cm \\ 15cm \end{cases}$$

Se adopta:

$$s = 9,60 \text{ cm}$$

Figura 3.28 Despiece de armado de la columna C-24 Planta baja-Planta alta



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.14 Tabla resumen de armado de la columna

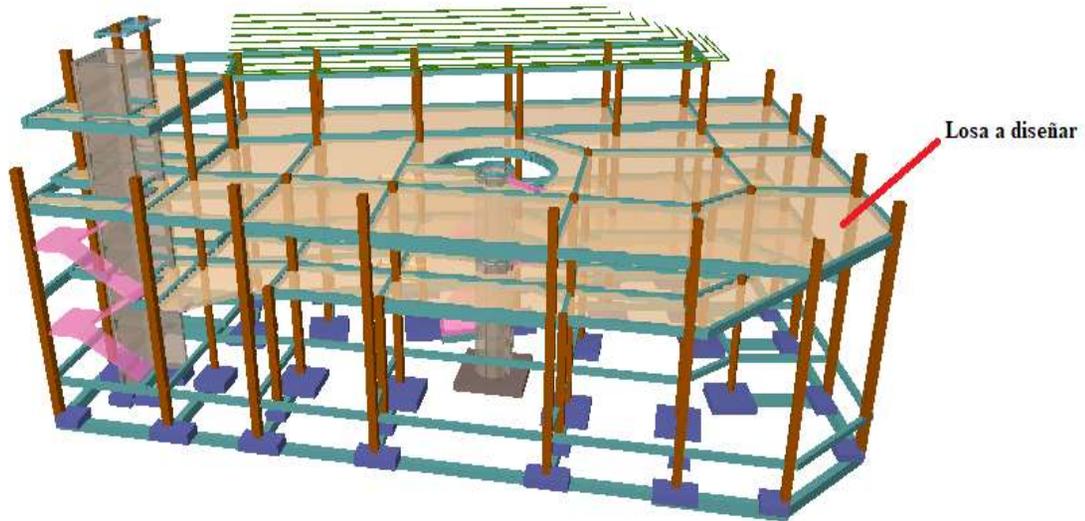
Resumen de la armadura		
Elemento		Disp. Armadura
Armadura longitudinal	➡	8φ 16mm
Armadura transversal	➡	φ8mm c/25cm

Fuente: Elaboración Propia

3.5.3.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSA

El cálculo de la losa reticular (losa nervada en dos direcciones). Se diseñará para la losa con los mayores esfuerzos la losa a diseñar es la que se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.29 Ubicación de la losa más solicitada.



Fuente: Cypeacad 2019

- **Datos Geométricos de la losa reticular:**

$$b_e = 52\text{cm}$$

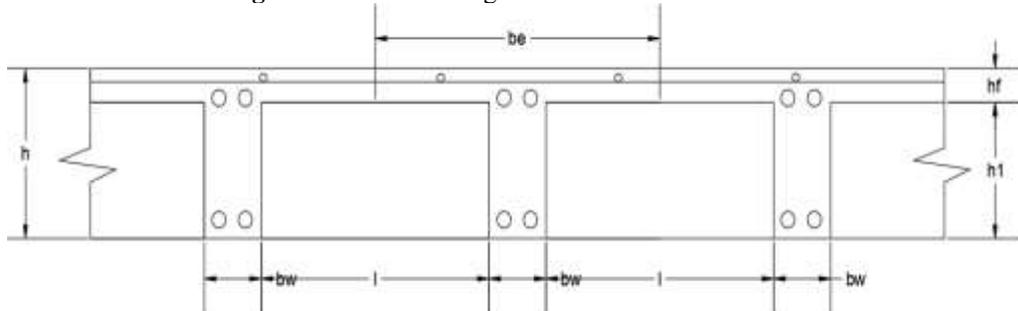
$$h = 25\text{cm}$$

$$b_w = 12\text{cm}$$

$$l = 40\text{ cm}$$

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

Figura 3.30 Elementos geométricos de la losa reticular



Fuente: Elaboración propia

- **Verificaciones geométricas:**

$$\left\{ \begin{array}{l} be \leq \frac{Lu}{4} \\ \frac{be-bw}{2} \leq 8 * hf \\ \frac{be-bw}{2} \leq \frac{l}{2} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 52cm \leq \frac{602}{4} \\ \frac{52-10}{2} \leq 8 * 5 \\ \frac{52-10}{2} \leq \frac{40}{2} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 50cm \leq 151cm \text{ Cumple} \\ 20cm \leq 40cm \text{ Cumple} \\ 20cm \leq 20cm \text{ Cumple} \end{array} \right.$$

- **Determinación de la ubicación del bloque de compresión**

$$M_o = F * z$$

$$M_o = 0,85 * f'c * be * hf * \left(d - \frac{hf}{2} \right) \quad M_o = 0,85 * 2,5 * 52 * 5 * \left(21,6 - \frac{5}{2} \right)$$

$$M_o = 10552,75KN * cm = 105,52 KN * m$$

Momento positivo:

Nervios en X

$$M_o \geq M_u \quad 105,52KN * m \geq 29,40 KN * m \quad \text{Cumple}$$

Se diseñará como si fuera una viga rectangular, porque el bloque de compresión está dentro de “hf”

Nervios en Y

$$M_o \geq M_u \quad 105,52KN * m \geq 30,40 KN * m \quad \text{Cumple}$$

Se diseñará como si fuera una viga rectangular, porque el bloque de compresión está dentro de “hf”

DISEÑO A FLEXIÓN A MOMENTOS POSITIVOS (ARMADURA INFERIOR)

Datos:

$$M_{u+} = 29,40 KN * m \text{ (nervio en X)}$$

$$M_{u+} = 30,40 KN * m \text{ (nervio en Y)}$$

$$b = 12 cm$$

$$h = 25 cm$$

$$r_{geo} = 2 cm$$

$$be = 52 cm$$

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{estr} + \frac{\phi_{long}}{2} = 2,00 + 0,8 + \frac{1,2}{2} = 3,40 cm$$

$$d = h - r_{mec} = 25 - 3,4 = 21,6 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mmax}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

Nervios en “X”

$$a = 21,6 - \sqrt{21,6^2 - \frac{2 * 29,40 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 52}} = 1,415 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,415}{0,85} = 1,665 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{21,6 - 1,665}{1,665} * 0,003 = 0,036$$

0,005 < $\varepsilon_t = 0,036$ *Cumple, esta controlada a tracción*

Verificación:

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es una sección dúctil} \quad \frac{c}{d} = \frac{1,665}{21,6} = 0,077 \leq 0,375$$

Nervios en “Y”

$$a = 21,6 - \sqrt{21,6^2 - \frac{2 * 30,40 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 52}} = 1,465 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,465}{0,85} = 1,724 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{21,6 - 1,724}{1,795} * 0,003 = 0,035$$

0,005 < $\varepsilon_t = 0,035$ *Cumple, esta controlada a tracción*

Verificación:

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es una sección dúctil} \quad \frac{c}{d} = \frac{1,724}{21,6} = 0,080 \leq 0,375$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y}$$

Nervios en "X"

$$As = 3,127 \text{ cm}^2$$

Nervios en "Y"

$$As = 3,237 \text{ cm}^2$$

Disposición del acero

Nervios en "X"

$$\emptyset = 16 \text{ mm}$$

$$As\emptyset = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{barras} = \frac{As}{As\emptyset} = \frac{3,127 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 1,55 = 2 \text{ barras}$$

$$As = 3,127 \text{ cm}^2 < Asp = 2 * 2,01 = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Nervios en "Y"

$$N^\circ \text{barras} = \frac{As}{As\emptyset} = \frac{3,237 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 1,610 = 2 \text{ barras}$$

$$As = 3,237 \text{ cm}^2 < Asp = 2 * 2,01 = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar 2 ϕ 16mm en ambos nervios "X"y "Y"

Diseño a flexión a momentos negativos (armadura superior)

Datos:

$$Mu_- = 34,00 \text{ KN} * m \text{ (nervio en X)}$$

$$Mu_- = 30,00 \text{ KN} * m \text{ (nervio en Y)}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

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

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mmax}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

Nervios en "X"

$$a = 21,6 - \sqrt{21,6^2 - \frac{2 * 34,00 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 52}} = 1,645cm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,645}{0,85} = 1,935cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{21,6 - 1,935}{1,935} * 0,003 = 0,031$$

0,005 < $\varepsilon_t = 0,031$ *Cumple, esta controlada a tracción*

Verificación:

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es una sección dúctil} \quad \frac{c}{d} = \frac{1,935}{21,6} = 0,09 \leq 0,375$$

Nervios en “Y”

$$a = 21,6 - \sqrt{21,6^2 - \frac{2 * 30,00 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 52}} = 1,445cm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,445}{0,85} = 1,70cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{21,6 - 1,70}{1,70} * 0,003 = 0,035$$

0,005 < $\varepsilon_t = 0,035$ *Cumple, esta controlada a tracción*

Verificación:

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es una sección dúctil} \quad \frac{c}{d} = \frac{1,70}{21,6} = 0,079 \leq 0,375$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y}$$

Nervios en “X”

$$A_s = 3,635 \text{ cm}^2$$

Nervios en “Y”

$$A_s = 3,193 \text{ cm}^2$$

Disposición del acero

$$\emptyset = 16\text{mm}$$

$$As_{\emptyset} = 2,01\text{ cm}^2$$

Nervios en "X"

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{As}{As_{\emptyset}} = \frac{3,635\text{cm}^2}{2,01\text{ cm}^2} = 1,808 = 2\text{ barras}$$

$$As = 3,635\text{ cm}^2 < Asp = 2 * 2,01 = 4,02\text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

Usar 2 ϕ 16mm en el nervio "X"

Nervios en "Y"

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{As}{As_{\emptyset}} = \frac{3,193\text{ cm}^2}{2,011\text{ cm}^2} = 1,59 = 2\text{ barras}$$

$$As = 3,193\text{cm}^2 < Asp = 2 * 2,011 = 4,02\text{cm}^2 \text{Cumple}$$

Usar 2 ϕ 16mm en el nervio "Y"

DISEÑO A CORTANTE EN ZONAS DE APOYOS

Datos:

$$\lambda = 1 \text{ (Para hormigón de peso normal)}$$

$$Nu = 0 \text{ (fuerza axial)}$$

$$b = 12\text{ cm}$$

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

$$\text{Nervio en "X"} Vu = 51,60\text{ KN}$$

$$\text{Nervio en "Y"} Vu = 61,80\text{ KN}$$

La resistencia al cortante debe calcularse según la siguiente expresión, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión.

$$Vc = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * b * d \quad Vc = \frac{1 * \sqrt{25}}{6} * 120 * 216 = 21600\text{N} = 21,60\text{ KN}$$

Además, se debe cumplir que las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la siguiente ecuación.

$$Vu \leq \phi * (Vc + 0,66 * \sqrt{f'c} * b * d) \quad (\phi = 0,75 \text{ corte})$$

$$61,80 \text{ kN} \leq 0,75 * (21,60 + 0,66 * \sqrt{2,5} * 12 * 21,6)$$

$$61,80 \text{ KN} \leq 80,35 \text{ KN} \text{ Cumple}$$

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$ debe colocarse refuerzo transversal

$$61,80 \text{ KN} > 0,75 * 21,6 \text{ KN}$$

$$61,80 \text{ KN} > 16,2 \text{ KN} \text{ Requiere refuerzo}$$

El V_s para el refuerzo a cortante debe calcularse con:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Asumiendo que $\phi = 8 \text{ mm}$ y $s = 100 \text{ mm}$, se usara 2 ramas de estribos entonces:

$$A_v = 2 * 0,5026 = 1,005 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{1,005 * 50 * 21,6}{10} = 108,54 \text{ KN} \geq 61,80 \text{ kN} \text{ cumple}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad V_n = 21,60 \text{ kN} + 108,54 \text{ KN} = 130,14 \text{ kN}$$

$$61,80 \text{ kN} \leq 0,75 * 130,14$$

$$61,80 \text{ KN} \leq 97,61 \text{ KN} \text{ "cumple"}$$

Finalmente usar estribos de: **$\phi 8 \text{ c}/10$** disponer

Armadura por retracción y temperatura:

La armadura por retracción y temperatura viene definida por la siguiente expresión.

$$A_{s_{min}} = 0.0015 * b * h$$

Datos:

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$A_{s_{min}} = 0.0015 * 100 * 5 = 0,75 \text{ cm}^2$$

Asumimos:

$$\phi = 6 \text{ mm} \quad A_{s_{\phi}} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{min}}}{A_{s_{\phi}}} = \frac{0,75 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 2,650$$

Separación de las barras para un ancho de 1 m:

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{2,650} = 37,74 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Finalmente usar: **$\phi 6 \text{ c} / 30 \text{ cm}$**

Comprobación si es necesario macizamiento para resistir el punzonamiento en la losa.

Realizando relaciones de deformaciones.

$$\frac{3\%}{c} = \frac{5\%}{d-c} \quad 3\% * (d - c) = 5\% * c$$
$$5\% * c + 3\% * c = 3\% * d \quad c = \frac{3\%}{8\%} * d$$
$$c = \frac{3}{8} * d$$

Como el bloque de compresiones está limitado por el bloque de Whitney queda de la siguiente manera:

$$a = 0,85 \cdot c$$

Datos:

Altura de la losa $h=25 \text{ cm}$

$r_{mec}=3,40 \text{ cm}$

$z=\text{brazo de palanca}$

$$a_{lim} = 0,85 * \frac{3}{8} * d \quad a_{lim} = 0,85 * \frac{3}{8} * (25 - 3,40) = 6,885 \text{ cm}$$

El eje del bloque de compresiones no puede superar más de a_{lim}

Equilibrio de fuerzas:

$$M_u = N_c \cdot z$$

$$M_u = 0,85 \cdot \phi_{flexion} \cdot f'c \cdot b \cdot a_{lim} * \left(h - r_{mec} - \frac{a_{lim}}{2} \right)$$

$$Mu = 0,85 * 0,90 * 2,5 * 2 * 12 * 6,885 * \left(25 - 3,4 - \frac{6,885}{2}\right)$$

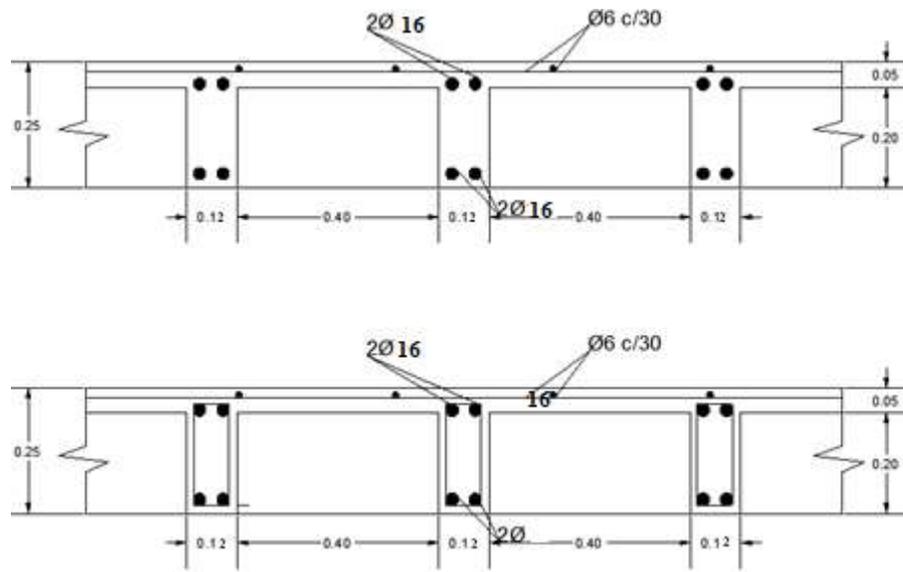
$$Mu = 57,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El máximo momento que se tiene en la losa es de: $M=61,30 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M = 61,50 \text{ KN} \cdot \text{m} < Mu = 57,39 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ "necesita colocar ábaco"}$$

Es decir que los nervios que interviene son capaces de resistir.

Figura 3.31 Esquema de armado de la Losa Reticular



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.15 Tabla resumen de armado losa reticular

Resumen de la armadura			
Elemento		Disp. Armadura	
Armadura superior "X"	➡	2φ 16mm	
Armadura superior "Y"	➡	2φ 16mm	
Armadura inferior "X"	➡	2φ 16mm	
Armadura inferior "Y"	➡	2φ 16mm	
Armadura por temperatura	➡	φ 6mm	c/30cm

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.6.1 DISEÑO DE ABACO

- **Pre dimensionamiento de Ábacos.**

Recomendaciones para definir la geometría de los ábacos en losas: según NB 1225001 y forjados Reticulares-1991-Florentino Regalado.

- ❖ El Abaco debe extenderse en cada dirección 1/6 de la luz entre apoyos.
- ❖ El Abaco debe proyectarse bajo la losa al menos 1/4 el espesor de la losa
- ❖ En voladizos se recomienda que el ábaco sea mayor o igual a 1/2 del vuelo
- ❖ En Voladizo menor a 1m se recomienda llevar el ábaco has el extremo del vuelo

Dirección X

Lado Izquierdo:

$$lx1 = 5,70 \text{ m} \quad A \geq \frac{lx1}{6} = \frac{5,68}{6} = 0,95m$$

Lado derecho

$$lx2 = 7,90 \text{ m} \quad B \geq \frac{lx1}{6} = \frac{7,90}{6} = 1,31 = 1,35m$$

Por lo tanto, la longitud en “X” del ábaco está definida por:

$$l1 = A + B = 0,95 + 1,35 = 2,30 \text{ m}$$

Dirección Y

Lado Izquierdo:

$$lx1 = 4,122 \text{ m} \quad A \geq \frac{lx1}{6} = \frac{4,122}{6} = 0,69 = 0,70m$$

Lado derecho

$$lx2 = 6,00 \text{ m} \quad B \geq \frac{lx1}{6} = \frac{6,00}{6} = 1,00m$$

Por lo tanto, la longitud en “X” del ábaco está definida por:

$$l2 = A + B = 0,70 + 1,00 = 1,70 \text{ m}$$

Espesor del ábaco

$$e = e_{losa} \quad e = 25 \text{ cm}$$

- **Diseño de corte en dos direcciones o punzonamiento**

Cálculo de la sección de punzonamiento

Columna

- ❖ Dimensiones de la columna

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

Altura útil ábaco:

$$d = e - r_{mec} = 25 - 3,40 = 21,6 \text{ cm}$$

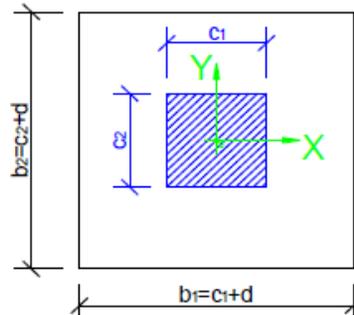
Dimensiones de la sección crítica de punzonamiento en este caso son:

$$b_1 = a + d = 40 + 21,6 = 61,6 \text{ cm}$$

$$b_2 = b + d = 40 + 21,6 = 61,6 \text{ cm}$$

Perímetro crítico:

$$b_0 = 2 * (b_1 + b_2) = 2 * (61,6 + 61,6) \\ = 246,4 \text{ cm}$$



Área crítica:

$$A_c = 2 * (b_1 + b_2) * d = 5322,24 \text{ cm}^2$$

Las inercias combinadas de la sección crítica respecto a los ejes que pasan por su centro de gravedad a los ejes de la columna, son:

$$J_{cx} = b_2 * d * \left(\frac{b_2^2 + d^2}{6} + \frac{b_1 * b_2}{2} \right) = 61,6 * 21,6 * \left(\frac{61,6^2 + 21,6^2}{6} + \frac{61,6 * 61,6}{2} \right) = \\ 3469390,85 \text{ cm}^4 \quad J_{cy} = b_1 * d * \left(\frac{b_1^2 + d^2}{6} + \frac{b_1 * b_2}{2} \right) = 61,6 * 21,6 * \left(\frac{61,6^2 + 21,6^2}{6} + \right. \\ \left. \frac{61,6 * 61,6}{2} \right) = 3469390,85 \text{ cm}^4$$

Las solicitaciones en diseño son:

$$V_u = 131,40 \text{ KN}$$

$$M_{u_x} = 61,50 \text{ KN} * m$$

$$M_{u_y} = 34,00 \text{ KN} * m$$

Fracción del momento no balanceado transferida por flexión (γ_f).

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) * \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

Fracción del momento no balanceado transferido por excentricidad del corte (γ_v).

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

Donde:

b1: Dimensión de la sección crítica medida en la dirección de la luz para la cual se determina los momentos.

b2: Dimensión de la sección crítica medida en la dirección perpendicular a b1.M

Mu_x

$$b_1 = 61,6\text{cm}$$

$$b_2 = 61,6\text{cm}$$

$$\gamma_{fx} = 0,60$$

$$\gamma_{vx} = 0,40$$

Mu_y

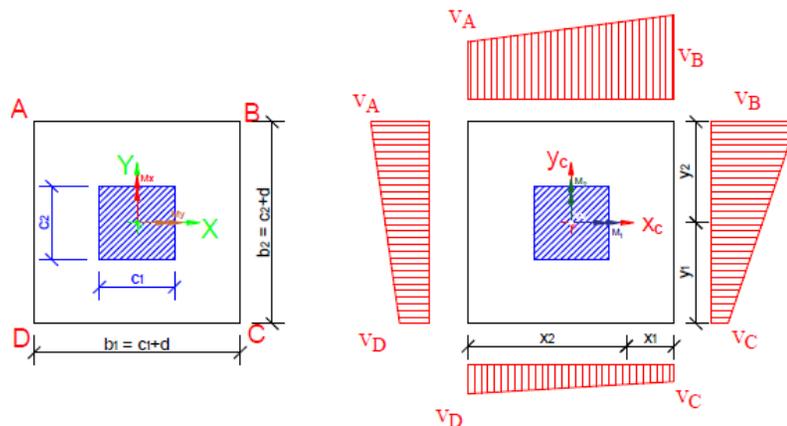
$$b_1 = 61,6\text{cm}$$

$$b_2 = 61,6\text{cm}$$

$$\gamma_{fy} = 0,60$$

$$\gamma_{vy} = 0,40$$

Cálculo de los esfuerzos tangenciales en la sección crítica.



Coordenadas de los puntos de estudio

	X	Y
A:	- 30,80	30,80 cm
A:	30,80	30,80 cm
A:	30,80	- 30,80 cm
A:	- 30,80	- 30,80 cm

Los esfuerzos tangenciales se calculan con la siguiente formula:

$$\sigma_u = \frac{Vu}{Ac} \pm \frac{\gamma_{vx} * M2 * y}{Jx} \pm \frac{\gamma_{vy} * M1 * x}{Jy}$$

Donde:

$$M_1 = 61,50 \text{ KN} * m$$

$$M_2 = 34,00 \text{ KN} * m$$

$$Vu = 131,40 \text{ KN}$$

$$Acritica = 5322,24 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Punto A} \rightarrow \sigma_u = 0,15 \text{ Mpa} \\ \text{Punto B} \rightarrow \sigma_u = 0,59 \text{ Mpa} \\ \text{Punto C} \rightarrow \sigma_u = 0,35 \text{ Mpa} \\ \text{Punto D} \rightarrow \sigma_u = -0,09 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

El máximo esfuerzo tangencial en la zona crítica es:

$$v_u = 0,59 \text{ Mpa} = 0,059 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia de diseño

- Verificación a punzonamiento

$$Vu \leq \phi * Vn$$

Donde:

$vu = 0,59 \text{ Mpa}$ El esfuerzo tangencial máximo en la sección crítica Esfuerzo

$\phi = 0,75$ Factor de reducción de resistencia.

El esfuerzo de corte nominal

$$vn = \frac{vc}{b_o * d}$$

El valor de “vc”, se adopta el menor valor de las siguientes tres ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } vc = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d \\ \text{b) } vc = 0,083 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d \\ \text{c) } vc = 0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d \end{array} \right.$$

$$\text{a) } vc = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\beta = \frac{b_1}{b_2} = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} = \frac{0,40}{0,40} = 1,00$$

Reemplazando:

$$vc = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{25} * 2,464 * 0,216 = 1,357 \text{ Mpa}$$

$$\text{b) } vc = 0,083 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_s = 40 \text{ C. central} \\ \alpha_s = 30 \text{ C. medianera} \\ \alpha_s = 20 \text{ C. esquinera} \end{array} \right. \quad \alpha_s = 40 \text{ C. central}$$

$$vc = 0,083 * \left(\frac{40 * 0,216}{2,464} + 2\right) * 1 * \sqrt{25} * 2,464 * 0,216 = 1,216 \text{ Mpa}$$

$$\text{c) } vc = 0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$vc = 0,33 * 1 * \sqrt{25} * 2,464 * 0,216 = 0,878 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto, se asumirá el valor menor de los tres:

$$vc = 0,878 \text{ Mpa}$$

El esfuerzo nominal de corte es igual a:

$$v_n = \frac{vc}{b_o * d} = \frac{0,878}{2,464 * 0,216} = 1,650 \text{ Mpa}$$

Verificando la resistencia de diseño:

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$0,59 \text{ Mpa} \leq 0,75 * 1,650$$

$$0,59 \text{ Mpa} \leq 1,234 \text{ Mpa} \quad \text{Cumple}$$

- **Cálculo de la armadura negativa del ábaco**

Datos:

$$Mx_{(-)} = 61,50 \text{ KN} * m$$

$$r_{mec} = 3,40 \text{ cm}$$

$$My_{(-)} = 34,00 \text{ KN} * m$$

$$d = h - r_{mec} = 25 - 3,40 = 21,6 \text{ cm}$$

$$b = 230 \text{ cm}$$

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

$$r_{geo} = 2,00 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro

- ❖ **Momento negativo en dirección en “X”**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mmax}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

$$a = 21,6 - \sqrt{21,6^2 - \frac{2 * 61,50 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 230}} = 0,657 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,657}{0,85} = 0,773 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * \epsilon_c = \frac{21,6 - 0,773}{0,773} * 0,003 = 0,08$$

$$0,005 < \epsilon_t = 0,080 \quad \text{Cumple, esta controlada a tracción}$$

Verificación:

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es una sección dúctil} \quad \frac{c}{d} = \frac{0,773}{21,6} = 0,0359 \leq 0,375 \text{ Cumple}$$

❖ **Momento negativo en dirección en “Y”**

$$a = 21,6 - \sqrt{21,6^2 - \frac{2 * 34,00 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 170}} = 0,490 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,490}{0,85} = 0,576 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{21,6 - 0,576}{0,576} * 0,003 = 0,109$$

$0,005 < \varepsilon_t = 0,109$ Cumple, esta controlada a tracción

Verificación:

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es una sección dúctil} \quad \frac{c}{d} = \frac{0,576}{21,6} = 0,027 \leq 0,375$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y}$$

❖ **Momento negativo en dirección en “X”**

$$A_s = 6,425 \text{ cm}^2$$

❖ **Momento negativo en dirección en “Y”**

$$A_s = 3,538 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

❖ **Momento negativo en dirección en “X”**

$$A_{min} = 1,5\% * B * h \quad (f_y = 500 \text{ Mpa}) \quad A_{min} = 1,5\% * 230 \text{ cm} * 25 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 8,625 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$A_{min} > A_s = 8,625 \text{ cm}^2 > 6,425 \text{ cm}^2$$

Se usará el acero mínimo para la dirección “X”: $A_{min} = 8,625 \text{ cm}^2$

❖ **Momento negativo en dirección en “Y”**

$$A_{min} = 1,5\% * B * h \quad (f_y = 500 \text{ Mpa}) \quad A_{min} = 1,5\% * 170 \text{ cm} * 25 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 6,375 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$A_{min} > A_{sc} = 6,375 \text{ cm}^2 > 3,538 \text{ cm}^2$$

Se usará el acero mínimo para la dirección "X": $A_{min} = 6,375 \text{ cm}^2$

Disposición del acero

❖ Momento negativo en dirección en "X"

$$\emptyset = 12\text{mm} \quad A_{s\emptyset} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{8,625 \text{ cm}^2}{1,131 \text{ cm}^2} = 7,625 = 8 \text{ barras}$$

$$A_s = 8,625 \text{ cm}^2 < A_{sp} = 8 * 1,131 = 9,048 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar 8 ϕ 12mm en dirección "X"

❖ Momento negativo en dirección en "Y"

$$\emptyset = 12\text{mm} \quad A_{s\emptyset} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{6,375 \text{ cm}^2}{1,131 \text{ cm}^2} = 5,636 = 6 \text{ barras}$$

$$A_s = 6,375 \text{ cm}^2 < A_{sp} = 6 * 1,131 = 6,785 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar 6 ϕ 12mm en dirección "Y"

• Cálculo de la armadura positiva en el ábaco

En el caso de los momentos positivos, el ábaco está diseñado para los momentos negativos, es por eso que se dispondrá de la armadura mínima.

Cálculo de la armadura mínima

❖ Momento positivo en dirección en "X"

$$A_{min} = 1,5\% * B * h \quad (f_y = 500\text{Mpa}) \quad A_{min} = 1,5\% * 230\text{cm} * 25\text{cm}$$

$$A_{min} = 8,625 \text{ cm}^2$$

Se usará el acero mínimo para la dirección "X": $A_{min} = 8,625 \text{ cm}^2$

❖ Momento positivo en dirección en "Y"

$$A_{min} = 1,5\% * B * h \quad (f_y = 500\text{Mpa}) \quad A_{min} = 1,5\% * 170\text{cm} * 25\text{cm}$$

$$A_{min} = 6,375 \text{ cm}^2$$

Se usará el acero mínimo para la dirección "X": $A_{min} = 6,375 \text{ cm}^2$

Disposición del acero

❖ Momento negativo en dirección en "X"

$$\emptyset = 12\text{mm} \quad A_{s\emptyset} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{8,625 \text{ cm}^2}{1,131 \text{ cm}^2} = 7,625 = 8 \text{ barras}$$

Usar 8 ϕ 12mm en dirección "X"

❖ Momento negativo en dirección en "Y"

$$\emptyset = 12\text{mm} \quad A_{s\emptyset} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{6,375 \text{ cm}^2}{1,131 \text{ cm}^2} = 5,636 = 6 \text{ barras}$$

Usar 6 ϕ 12mm en dirección "Y"

• Cálculo de armadura de reparto (retracción y temperatura)

$$A_{malla} = 1,5\% \cdot Ancho_{unitario} \cdot h_{compresión} \quad A_{malla} = 1,5\% \cdot 100\text{cm} \cdot 5\text{cm}$$

$$A_{malla} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Separación del acero:

$$\emptyset = 6\text{mm} \quad A_{s\emptyset} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\emptyset}}{A_{malla}} = \frac{0,283}{0,75} = 0,38\text{m}$$

Espaciamiento máximo entre armaduras longitudinales:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 5 \cdot h_{compresión} \\ 450\text{mm} \end{cases} = \begin{cases} 250\text{mm} \\ 450\text{mm} \end{cases} \quad S_{max} \leq 250\text{mm} = 25\text{cm}$$

Usar ϕ 6 mm c/25cm

Tabla 3.16 Tabla resumen de la armadura del ábaco

Resumen de la armadura		
Elemento		Disp. Armadura
Armadura superior "X"		8φ 16mm
Armadura superior "Y"		6φ 16mm
Armadura inferior "X"		8φ 16mm
Armadura inferior "Y"		6φ 16mm
Armadura por temperatura		φ 6mm c/25cm

Fuente: Elaboración propia

3.5.4. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

3.5.4.1 DISEÑO DE ESCALERA

La escalera tiene los siguientes datos generales:

$L1 = 3,00m$ Longitud horizontal Primer tramo

$L2 = 1,50m$ Longitud de descanso

$L3 = 3,00m$ Longitud horizontal Segundo tramo

$Z1 = 1,80m$ Desnivel a salvar tramo 2

$Z2 = 1,80m$ Desnivel a salvar tramo 2

$a = 1,20m$ Ancho de rampa

$t = 0,20m$ Espesor de la losa

$r_{geo} = 0,03m$ Recubrimiento geométrico

$h1 = 0,30m$ Huella tramo arriba

$h2 = 0,30m$ Huella tramo abajo

$CH = 0,18m$ Contra huella

$N = 10$ Número de escalones tramo de abajo

$N = 10$ Número de escalones tramo de arriba

Cálculo del espesor de la losa:

$$\frac{L}{20} \geq t \geq \frac{L}{25} = \frac{4,50}{20} \geq t \geq \frac{4,50}{25} \qquad 0,225m \geq t = 0,20m \geq 0,18m$$

- **Análisis de cargas que interviene en la rampa de la escalera**

Área de la rampa 1

$$A1 = a * L1 = 1,20 * 3,00 = 3,60 \text{ cm}^2$$

Área de la rampa 2

$$A1 = a * L2 = 1,20 * 3,00 = 3,60 \text{ cm}^2$$

Peso de la rampa

$$Q_{rampa} = t * \gamma_{H^{\circ}A} * a = 0,20 * 24,00 * 1,20 = 5,76 \text{ KN/m}$$

Volumen de escalón tramos 1

$$V_{esc} = \frac{h * CH}{2} * a = \frac{0,30 * 0,18}{2} * 1,20 = 0,0324 \text{ m}^3$$

Volumen de escalón tramos 2

$$V_{esc} = \frac{h * CH}{2} * a = \frac{0,30 * 0,18}{2} * 1,20 = 0,0324 \text{ m}^3$$

Peso de los peldaños tramo 1

$$P_{peldaños} = V_{esc} * \gamma_{H^{\circ}A} * N = 0,0324 * 24,00 * 10 = 7,77 \text{ KN}$$

Peso de los peldaños tramo 2

$$P_{peldaños} = V_{esc} * \gamma_{H^{\circ}A} * N = 0,0324 * 2400 * 10 = 7,77 \text{ KN}$$

Carga distribuida debido a los peldaños o escalones

Tramo 1

$$Q_{esc} = \frac{P_{peldaños} * a}{A1} = \frac{7,77 * 1,2}{3,60} = 2,59 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Tramo 2

$$Q_{esc} = \frac{P_{peldaños} * a}{A1} = \frac{7,77 * 1,2}{3,60} = 2,59 \frac{KN}{m}$$

Del análisis de cargas se considera que el acabado tiene las siguientes cargas

$$\text{Solado } 1,00 \frac{kg}{m^2} \quad Q_{acabados} = 1,00 * 1,2 = 1,20 \frac{KN}{m}$$

Del análisis de cargas el barandado se tiene:

Carga de barandado:

$$Q_{barandado} = 0,50 \frac{KN}{m}$$

Finalmente, la carga muerta en el tramo es de:

Carga muerta tramo 1

$$Q_{CM} = Q_{esc} + Q_{rampa} + Q_{acabados} + Q_{barandado}$$

$$Q_{CM} = 2,59 + 5,76 + 1,20 + 0,50 = 10,05 \frac{KN}{m}$$

Carga muerta tramo 2

$$Q_{CM} = Q_{esc} + Q_{rampa} + Q_{acabados} + Q_{barandado}$$

$$Q_{CM} = 2,59 + 5,76 + 1,20 + 0,50 = 10,05 \frac{KN}{m}$$

Carga muerta en losa de descanso:

Peso propio

$$Q_{losa de descanso} = t * \gamma_{H^{\circ}A} * a = 0,20 * 24,00 * 1,20 = 5,76 \frac{KN}{m}$$

Acabados que se consideran en la losa de descanso:

$$\text{Solado } 1,00 \frac{kg}{m^2} \quad Q_{acabados} = 1,00 * 1,2 = 1,20 \frac{KN}{m}$$

Finalmente, se tiene:

Carga muerta descanso

$$Q_{MTLD} = Q_{losa\ des.} + Q_{acab} \qquad Q_{CM} = 5,76 + 1,20 = 6,96 \frac{KN}{m}$$

Sobrecarga en la escalera

La sobre carga para centros de salud según el APNB 1225001 es de 4,00 KN/m²

Además, se sabe que el ancho es de 1,60 m, por lo tanto.

$$Q_{sobr} = q_{sob} * a \qquad Q_{sobr} = 4,00 * 1,20 = 4,80 \frac{KN}{m}$$

Resumen de cargas:

Carga muerta en el tramo 1 $CM=10,05 \frac{KN}{m}$

Carga muerta en el tramo 2 $CM=10,05 \frac{KN}{m}$

Carga muerta en el descanso $CM=6,96 \frac{KN}{m}$

Sobre carga viva $CV=4,80 \frac{KN}{m}$

Analizando las combinaciones de carga se tiene que la combinación más desfavorable es de:

$$U = 1,2CM + 1,60CV$$

En el tramo 1

$$U = 1,2 * 10,05 + 1,60 * 4,80 = 19,74 \frac{KN}{m}$$

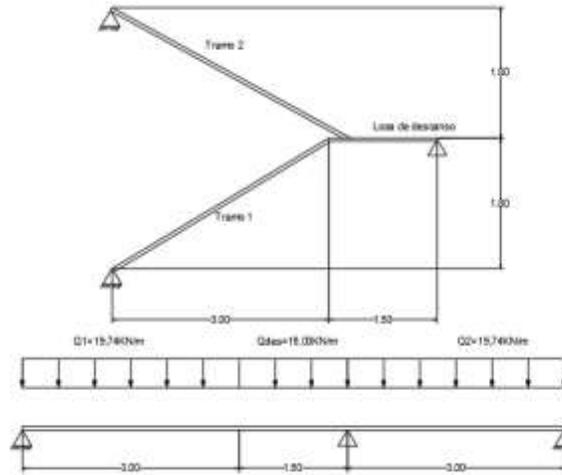
En el descanso

$$U = 1,2 * 6,96 + 1,60 * 4,80 = 16,03 \frac{KN}{m}$$

En el tramo 2

$$U = 1,2 * 10,05 + 1,60 * 4,80 = 19,74 \frac{KN}{m}$$

Figura 3.32 Idealización de la escalera central a diseñar

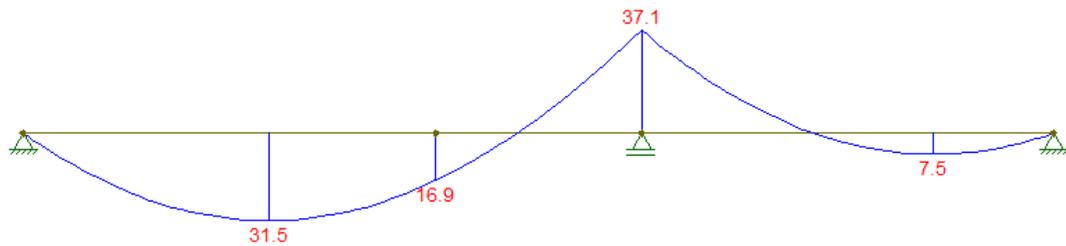


Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de los momentos se idealiza como una viga simplemente apoyada de dos tramos considerando las cargas previamente definidas.

El cargado de la viga se realizó al programa Ftool, del cual se obtuvieron el siguiente diagrama de momentos.

Figura 3.33 Diagrama de momentos de la escalera central



Fuente: Elaboración propia, software Ftool.

DISEÑO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL A FLEXIÓN DE LA ESCALERA

Armadura longitudinal positiva.

Momento de cálculo es de $M_u = 31,5 \text{ KN} * m$

Ancho de rampa $b = 1,20 \text{ m}$

Espesor de losa $t = 0,20 \text{ m}$

Recubrimiento geométrico $r = 3 \text{ cm}$; se asumirá barras de $\phi 10 \text{ mm}$

Canto útil $d = t - r_{geo} - \frac{\phi}{2} = 20 - 3,00 - 0,50 = 16,50 \text{ cm}$

- Calculando la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$
$$a = 16,5 - \sqrt{16,5^2 - \frac{2 * 31,5 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 120}} = 0,854 \text{ cm}$$

Acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} \quad A_s = \frac{0,85 * 2,5 * 0,854 * 120}{50} = 4,355 \text{ cm}^2$$

Determinación del acero mínimo:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} \\ A_{s2min} = \frac{1,4}{f_y} \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1200 * 165}{500} = 495,00 * \frac{1}{100} = 4,95 \text{ cm}^2 \\ A_{s2min} = \frac{1,4}{f_y} * b * d = \frac{1,4}{500} * 120 * 165 = 554,4 * \frac{1}{100} = 5,54 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se adopta, para la sección:

$$A_s = 5,54 \text{ cm}^2$$

Disposición del acero:

$$\emptyset = 10 \text{ mm} \quad A_{s\emptyset} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{5,54 \text{ cm}^2}{0,785 \text{ cm}^2} = 7,05 = 8 \text{ barras}$$

$$A_s = 5,54 \text{ cm}^2 < A_{sp} = 8 * 0,7854 = 6,283 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero:

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo:

$$S = \frac{B-2*rec-2*(Nb-1)}{Nb-1} \quad S = \frac{120-2*3,5}{8-1} = 15,14 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

Usar \emptyset 10mm c/15cm

Verificaciones:

Verificación de momento

Cálculo del bloque de compresiones real:

$$A_s = N^{\circ} \text{ barras} * A_{s\emptyset} \quad A_s = 8 * 0,7854 = 6,283 \text{ cm}^2$$

$$areal = \frac{A_s * f_y}{0,85 * b * f'_c} \quad areal = \frac{6,283 * 50}{0,85 * 120 * 2,5}$$

$$areal = 1,232 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{areal}{2} \right) = 50 * 6,238 * \left(16,5 - \frac{1,232}{2} \right)$$

$$M_n = 49,90 \text{ KN} * m$$

$$\emptyset M_n \geq M_u \quad 0,9 * 49,9 \geq 31,5$$

$$44,91 \text{ KN} \geq 31,50 \text{ KN} \text{ Cumple}$$

Verificación de fluencia

$$\xi_c = 0,003 \text{ y } \xi_{t \text{ lim}} = 0,005$$

Profundidad del eje neutro:

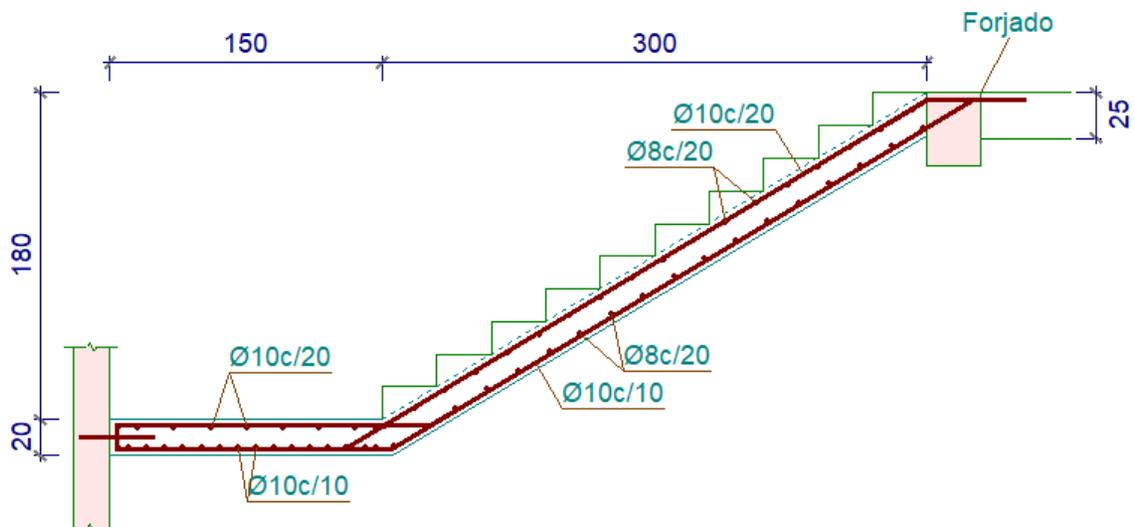
$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad c = \frac{1,232}{0,85} = 1,45 \text{ cm}$$

Deformación del acero:

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{16,5 - 1,45}{1,45} * 0,003 = 0,031$$

$0,005 < \varepsilon_t = 0,031$ Cumple, esta controlada a tracción

Figura 3.34 Disposición del armado escalera central



Fuente: Elaboración propia, Cypecad v.2019

Cálculo de la armadura para la losa de descanso

Momento de cálculo es de $M_u = 37,10 \text{ KN} * m$

Ancho de rampa $b = 1,20 \text{ m}$

Espesor de losa $t = 0,20 \text{ m}$

Recubrimiento geométrico $r = 3 \text{ cm}$; se asumirá barras de $\phi 10 \text{ mm}$

$$\text{Canto útil } d = t - r_{geo} - \frac{\phi}{2} = 20 - 3,00 - 0,50 = 16,50 \text{ cm}$$

- Calculando la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mmax}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

$$a = 16,5 - \sqrt{16,5^2 - \frac{2 * 37,1 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 120}} = 1,011cm$$

Acero teórico en la sección:

$$As = \frac{0,85 * f'c * a * b}{fy} \quad As = \frac{0,85 * 2,5 * 1,011 * 120}{50} = 5,155cm^2$$

Determinación del acero mínimo:

$$\left\{ \begin{array}{l} As_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy} \\ As_{2min} = \frac{1,4}{fy} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} As_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1200 * 165}{500} = 495,00 * \frac{1}{100} = 4,95cm^2 \\ As_{2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{500} * 120 * 165 = 554,4 * \frac{1}{100} = 5,54cm^2 \end{array} \right.$$

Se adopta, para la sección:

$$As = 5,54cm^2$$

Disposición del acero:

$$\emptyset = 10mm \quad As\emptyset = 0,785cm^2$$

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{As\emptyset} = \frac{5,54 cm^2}{0,785 cm^2} = 7,05 = 8 barras$$

$$As = 5,54 cm^2 < Asp = 8 * 0,7854 = 6,283cm^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero:

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo:

$$S = \frac{B - 2 * r_{mec} - 2 * (Nb - 1)}{Nb - 1} \quad S = \frac{120 - 2 * 3,5 - 2 * 1}{8 - 1} = 15,14cm$$

$$S = 15\text{cm}$$

Usar \emptyset 10mm c/15cm

Verificaciones:

Verificación de momento

Cálculo del bloque de compresiones real:

$$As = N^{\circ} \text{ barras} * As\emptyset \quad As = 8 * 0,7854 = 6,283\text{cm}^2$$

$$areal = \frac{As * fy}{0,85 * b * f'c} \quad areal = \frac{6,283 * 50}{0,85 * 120 * 2,5}$$

$$areal = 1,232 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal:

$$Mn = fy * As * \left(d - \frac{areal}{2} \right) = 50 * 6,238 * \left(16,5 - \frac{1,232}{2} \right)$$

$$Mn = 49,90 \text{ KN} * m$$

$$\emptyset Mn \geq Mu \quad 0,9 * 49,9 \geq 31,5$$

$$44,91 \text{ KN} \geq 37,10 \text{ KN} \quad \text{Cumple}$$

Verificación de fluencia

$$\xi_c = 0,003 \text{ y } \xi_t \text{ lim} = 0,005$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad c = \frac{1,232}{0,85} = 1,45\text{cm}$$

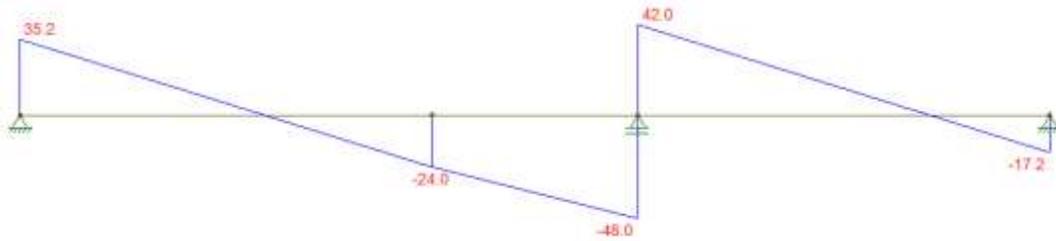
Deformación del acero:

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{16,5 - 1,45}{1,45} * 0,003 = 0,031$$

$$0,005 < \varepsilon_t = 0,031 \text{ Cumple, esta controlada a tracción}$$

DISEÑO A CORTANTE

Figura 3.35 Diagrama de cortantes de la escalera



Fuente: Elaboración propia, software Ftool.

Datos:

Espesor de la losa $h = 20\text{ cm}$

Base de la viga $b = 1,20\text{ m}$

Tramo 1 (positivo) $V_u = 35,2\text{ KN}$

Tramos losa de descanso (negativo) $V_u = 48,0\text{ KN}$

Tramo 2 (positivo) $V_u = 42,0\text{ KN}$

Determinación del recubrimiento mecánico

$$\phi_{\text{estribo}} = 8\text{ mm} \quad \phi_{\text{barras}} = 12\text{ mm}$$

$$r_{\text{mec}} = r_{\text{geo}} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{barras}}}{2} = 3 + 0,8 + 0,5 = 4,30\text{ cm}$$

Canto útil de la viga

$$d = h - r_{\text{mec}} = 20 - 4,30 = 15,70\text{ cm}$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi = 0,75 \quad V_n = V_c + V_s$$

Se realizará el análisis para la cortante máxima en la escalera, que es $V_u = 48,00\text{ KN}$.

$$V_u = 48,0\text{ KN}$$

Resistencia del hormigón:

$$V_c = 0,17 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d \quad \lambda = 1$$

$$\Phi * V_c = 0,75 * (0,17 * 1 * (\sqrt{25} * 0,1) * 120 * 15,70)$$

$$V_c = 160,14KN \rightarrow \Phi * V_c = 120,11KN$$

48,00 KN ≤ 120,11KN *Cumple colocar As mínima*

Cálculo de la armadura mínima estribo:

$$\phi_{estribo} = \frac{\phi_{long\ mas}}{2} = \frac{16}{2} = 8mm$$

$$A_{\phi\ estribo} = \frac{\pi * \phi^2}{4} = 0,5027\ cm^2$$

$$A_{min} = 0,0015 * b * h = A_{min} = 0,0015 * 120 * 20$$

$$A_{min} = 3,60 \frac{cm^2}{cm}$$

Separación de los estribos:

$$S_{min} = \frac{A_{min}}{A_{\phi\ estribo}} = \frac{3,60 \frac{cm^2}{cm}}{0,5027\ cm^2} = 7,16\ cm$$

La separación de los estribos será:

Ø8mm c/20cm

Tabla 3.17 Tabla resumen de armado de la escalera

Resumen de la armadura			
Elemento		Disp. Armadura	
Armadura longitudinal positiva		φ10mm	c/15cm
Armadura transversal		φ8mm	c/20cm
Armadura longitudinal positiva losa de descanso		φ10mm	c/15cm

Fuente: Elaboración propia

3.5.4.2 DISEÑO DE LA CÚPULA

3.5.4.2.1 ANÁLISIS DE CARGAS EN LA CÚPULA

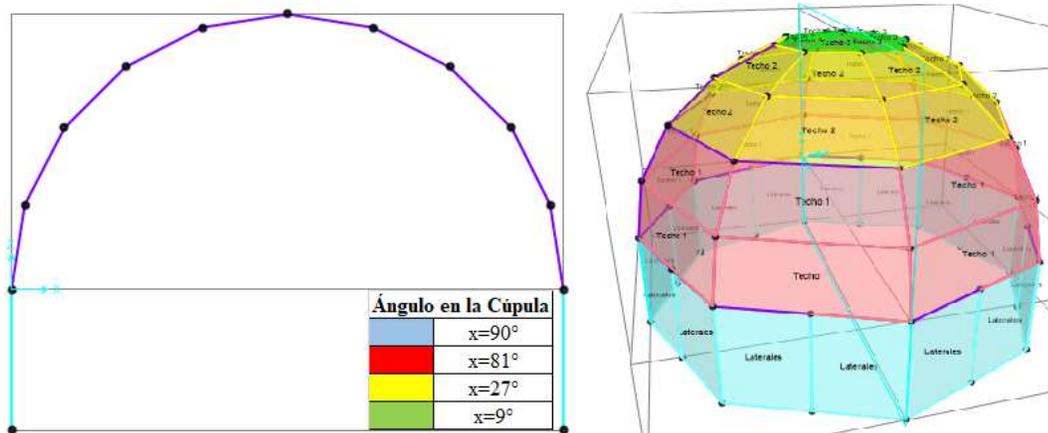
Tabla 3.18 Análisis de Cargas Cúpula

Cargas sobre la Cúpula		
Tipo de carga	Carga	Unidad
Carga de cubierta de policarbonato	0,03	KN/m2
Sobrecarga viva de mantenimiento	0,60	KN/m

Fuente: Elaboración propia

Además, de las cargas en la tabla se considera las cargas de granizo y de viento, pero estas serán variables dependientes del ángulo en la cúpula.

Figura 3.36 Modelado de la Cúpula



Fuente: Elaboración propia, SAP2000 V23

- Carga de granizo

$$qg = \gamma g * e * C \quad C = \left(\frac{60 - x}{45} \right)$$

Tabla 3.19 Carga de granizo en la cúpula

Cargas de granizo sobre la cubierta metálica		
Ángulo	Carga	Unidad
x=90°	0,00	KN/m2
x=81°	0,53	KN/m2
x=27°	0,825	KN/m2
x=9°	1,125	KN/m2

Fuente: Elaboración propia

- **Carga de viento**

Presión Dinámica

$$qz = 0.613 * Kz * Kzt * Kd * V^2 * I$$

Donde:

- Kz: Coef. De exposición para la presión dinámica “Exposición C”

$$kz = 1$$

- Kzt: factor topográfico

$$kzt = 1$$

- Kd: Factor de direccionalidad del viento

$$kd = 0.85$$

- I: Factor de importancia

$$I = 1$$

- V= Velocidad m/s

$$V = 24 \text{ m/s}$$

$$qz = 0.613 * Kz * Kzt * Kd * V^2 * I = 0.613 * 1 * 1 * 0.85 * 24^2 * 1$$

$$qz = 300.13 \text{ N/m}^2$$

Tabla 3.20 Carga de viento en la cúpula

Cargas de viento sobre la cubierta metálica		
Ángulo	Carga	Unidad
x=90°	0,30	KN/m ²
x=81°	0,243	KN/m ²
x=27°	0,15	KN/m ²
x=9°	0,15	KN/m ²

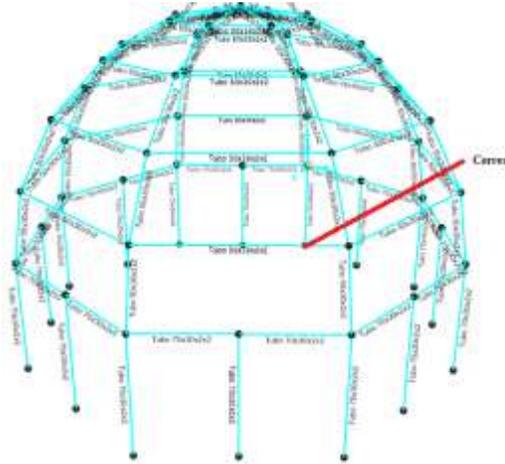
Fuente: Elaboración propia

3.5.4.2.2 DISEÑO DE LAS CORREAS

El diseño de las correas se realizará con el perfil de tipo Tubo Rectangular conformado en caliente. Las propiedades y características del perfil T 50x30x2x2 están ubicadas en la figura

$$L = 214,73 \text{ cm}$$

Figura 3.37 Correa a diseñar en la cúpula



Fuente: Elaboración Propia, SAP2000 V23

Tabla 3.21 Solicitaciones en la Correa de la Cúpula

Esfuerzo de elemento		
Fuerza a tracción	2,11	KN
My	0,001	KN*m
Mz	0,383	KN*m

Fuente: Elaboración propia

T 50x30x2x2

Cálculo de la esbeltez

$$\frac{KL}{r} \leq 200 = \frac{1 * 214,73}{1,21} = 177,46 \leq 200 \text{ Cumple}$$

Diseño a tracción

$$T_f \leq \phi * T_n \quad T_n = A_g * F_y$$

Reemplazando:

$$\phi * T_n = 0,90 * 2,94\text{cm}^2 * 248\text{Mpa} * \frac{0,1 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}{1\text{Mpa}} = 65,62\text{KN}$$

$$n = \frac{T_f}{\phi * T_n} = \frac{2,11}{65,62} = 0,03 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Diseño a flexión en "X"

M_{xf}= M_y= 0,001 KN*m

$$M_{xf} \leq \phi * M_{nx}$$

$$S_y = 2,87 \text{ cm}^3 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y = 2,87 * 248 * \frac{0,1}{100} = 0,71 \text{ KN} * \text{m} < 1,25 \text{ KN} * \text{m} \text{ Cumple}$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 0,71 = 0,68 \text{ KN} * \text{m}$$

$$n_P = \frac{P_f}{P_d} = \frac{0,001}{0,68} = 0,0015$$

Diseño a flexión en “Y”

$$M_{xf} = M_z = 0,383 \text{ KN} * \text{m}$$

De las características del perfil se tiene:

$$S_x = 3,82 \text{ cm}^3 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y = 3,82 * 248 * \frac{0,1}{100} = 0,947 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 0,947 = 0,90 \text{ KN} * \text{m}$$

$$n_P = \frac{M_{yf}}{\phi * M_{ny}} = \frac{0,383}{0,90} = 0,43$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-compresión:

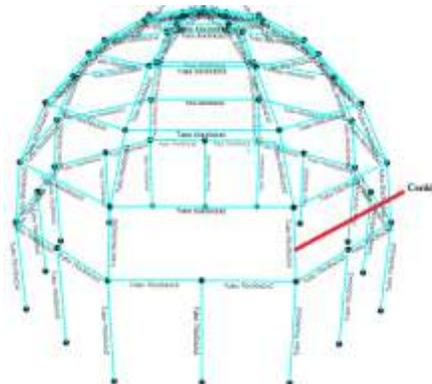
$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \frac{M_{xf}}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_{yf}}{\phi * M_{ny}} \leq 1$$

$$n = 0,45 \leq 1 \text{ Cumple}$$

3.5.4.2.3 DISEÑO DE LOS CORDONES

$$L = 92,30 \text{ cm}$$

Figura 3.38 Cordon a diseñar de la cúpula



Fuente: Elaboración Propia, SAP2000 V23

Tabla 3.22 Solicitaciones en los Cordones Cúpula

Esfuerzo de elemento		
Fuerza a tracción	7,637	KN
My	0,0001	KN*m
Mz	0,1332	KN*m

Fuente: Elaboración propia

T 50x30x2x2

Cálculo de la esbeltez

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

$$\frac{1 * 92,3}{1,21} = 76,28 \leq 200 \text{ Cumple}$$

Diseño de compresión

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * P_n$$

$$P_n = A_e * F_n$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Donde:

A_e = Área efectiva calculada para la tensión F_n

F_y = Límite de fluencia

F_e = La menor de las tensiones de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

Pandeo elástico flexional

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} \quad F_{ey} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2}$$

Reemplazando:

$$F_{ex} = \frac{(\pi * 1,80)^2 * 2040820}{(1 * 92,3)^2} = 76,60 \frac{KN}{cm^2} = 766,30 \text{ Mpa}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi * 1,21)^2 * 2040820}{(1 * 92,3)^2} = 34,616 \frac{KN}{cm^2} = 346,16 \text{ Mpa}$$

Pandeo Torsional

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = 2,169 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right)$$

$$Fe = \frac{1}{3,573 * 4,877^2} * \left(784930,77 * 0,0472 + \frac{\pi^2 * 2040820 * 131,48}{(1 * 94)^2} \right) =$$

$$= 28,495 \frac{KN}{cm^2} = 284,495 Mpa$$

Pandeo Flexo-torsional

La aplicación del pandeo Flexo-torsional es el resultado de combinar los dos anteriores casos (Flexional y Torsional)

De tal manera que:

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * rx)^2 * E}{(kx * L)^2} = 76,60 \frac{KN}{cm^2} = 766,30 Mpa$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(kt * Lt)^2} \right) = 28,495 \frac{KN}{cm^2} = 284,495 Mpa$$

$$Fe = \frac{1}{2 * \beta} * \left((\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t} \right)$$

Reemplazando:

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o^2} \right)^2 = 1$$

$$\sigma_{ex} = Fe = \frac{1}{2} * \left((76,6 + 28,495) * \sqrt{(76,6 + 28,495)^2 - 4 * 76,6 * 28,495} \right) = 28,495 \frac{KN}{cm^2}$$

$$= 284,95 Mpa$$

Finalmente se escoge el mínimo de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

- Pandeo elástico flexional $Fe_y = 34,616 \frac{KN}{cm^2} = 346,16 Mpa$
- Torsional $Fe = 28,495 \frac{KN}{cm^2} = 284,95 Mpa$
- Flexo-torsional $Fe = 28,495 \frac{KN}{cm^2} = 284,95 Mpa$

$$Fe = 284,95 Mpa$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{Fe}} = \sqrt{\frac{248 Mpa}{284,95 Mpa}} = 0,93$$

Condiciones:

Para $\lambda_c \leq 1,50$

$$F_n = (0,658^{\lambda c^2}) * F_y$$

Para $\lambda c > 1,50$

$$F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda c^2}\right) * F_y$$

Para el cálculo de la tensión de pandeo elástico flexional. Se determina a continuación con la siguiente ecuación.

$$F_n = (0,658^{0,93^2}) * 248 = 172,68 \text{ Mpa} = 17,27 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Comprobaciones de Abolladura en: Alma, Ala y labio:

Alma: $k = 4$ $a = b - k * t$ $a = 5 - 4 * 0,20 = 4,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{3,20}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{1727}{2040820}} = 0,32$$

Ala $k = 4$ $b = b - k * t$ $b = 3 - 4 * 0,20 = 2,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{2,20}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{1845,8}{2040820}} = 0,17$$

Alma $\lambda = 0,32$ como: $\lambda_{alma}, \lambda_{ala}$ y $\lambda_{labio} \leq 0,673$ no se abolla:

Ala $\lambda = 0,17$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0,22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \text{Como no se pandea: } \rho = 1$$

Por lo tanto, el área efectiva es igual al área bruta:

$$A_e = 2,94 \text{ cm}^2$$

$$P_n = A_e * F_n = 2,94 \text{ cm}^2 * 172,7 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{\frac{\text{cm}^3}{1 \text{ Mpa}}} = 50,77 \text{ KN}$$

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * 50,77 = 43,15 \text{ KN}$$

$$n_P = \frac{P_f}{P_d} = \frac{7,637}{43,15} = 0,18$$

Diseño a flexión en “Y”

$$M_x = M_z = 0,133 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_x \leq \phi * M_{n_x}$$

De las características del perfil se tiene:

$$S_x = 3,82 \text{ cm}^3 \quad F_y = 248 \text{ Mpa}$$

$$M_{nx} = S_y * F_y = 3,82 * 248 * \frac{0,1}{100} = 0,947 \text{ KN} * m$$

$$\phi * M_{nx} = 0,95 * 0,947 = 0,90 \text{ KN} * m$$

$$n_P = \frac{M_{yf}}{\phi * M_{ny}} = \frac{0,132}{0,90} = 0,15$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-compresión:

$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \frac{M_{yf}}{\phi * M_{ny}} \leq 1 \quad n = 0,18 + 0,15 \leq 1$$

$$n = 0,33 \leq 1 \text{ Cumple}$$

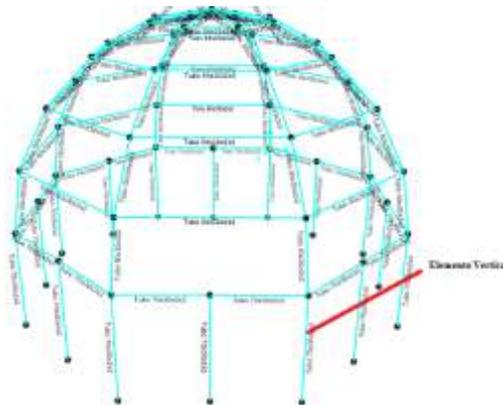
3.5.4.2.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES

El diseño de las correas se realizará con el perfil de tipo Tubo Rectangular. Las propiedades y características del perfil T 70x30x2x2 están ubicadas en la figura

L= 150 cm

$F_y=36 \text{ ksi}=248 \text{ MPa}$

Figura 3.39 Elemento vertical a diseñar



Fuente: Elaboración Propia, SAP2000 V23

Tabla 3.23 Solicitaciones de los elementos verticales

Esfuerzo de elemento		
Fuerza a tracción	8,37	KN
My	0,0027	KN*m
Mz	0,0072	KN*m

Fuente: Elaboración propia

T 50x30x2x2

Cálculo de la esbeltez

$$\frac{KL}{r} \leq 200 = \frac{1 * 150}{1,25} = 120 \leq 200 \text{ Cumple}$$

Diseño de compresión

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * P_n$$

$$P_n = A_e * F_n$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Pandeo elástico flexional

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} \quad F_{ey} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2}$$

Reemplazando:

$$F_{ex} = \frac{(\pi * 2,44)^2 * 2040820}{(1 * 150)^2} = 53,30 \frac{KN}{cm^2} = 530,00 \text{ Mpa}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi * 1,25)^2 * 2040820}{(1 * 150)^2} = 13,99 \frac{KN}{cm^2} = 139,9 \text{ Mpa}$$

Pandeo Torsional

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = 2,74 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L)^2} \right)$$

$$F_e = \frac{1}{3,74 * 2,74^2} * \left(784930,77 * 0,0472 + \frac{\pi^2 * 2040820}{(1 * 150)^2} \right) = 16,85 \frac{KN}{cm^2}$$
$$= 168,47 \text{ Mpa}$$

Pandeo Flexo-torsional

La aplicación del pandeo Flexo-torsional es el resultado de combinar los dos anteriores casos (Flexional y Torsional)

De tal manera que:

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} = 53,30 \frac{KN}{cm^2} = 530,00 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k t * L t)^2} \right) = 16,85 \frac{KN}{cm^2} = 168,47 Mpa$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o^2} \right)^2 = 1$$

$$F_e = \frac{1}{2 * \beta} * \left((\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t} \right) = 16,85 \frac{KN}{cm^2}$$

$$= 168,47 Mpa$$

Finalmente se escoge el mínimo de Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.

- Pandeo elástico flexional $F_{e_y} = 13,99 \frac{KN}{cm^2} = 139,9 Mpa$
- Torsional $F_e = 16,85 \frac{KN}{cm^2} = 168,47 Mpa$
- Flexo-torsional $F_e = 16,85 \frac{KN}{cm^2} = 168,47 Mpa$

El menor es;

$F_e = 139,9 Mpa$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{248 Mpa}{284,95 Mpa}} = 1,33$$

Condiciones:

Para $\lambda_c \leq 1,50$

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

Para $\lambda_c > 1,50$

$$F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) * F_y$$

Para el cálculo de la tensión de pandeo elástico flexional. Se determina a continuación con la siguiente ecuación.

$$F_n = (0,658^{1,33^2}) * 248 = 118,28 Mpa = 11,82 \frac{KN}{cm^2}$$

Comprobaciones de Abolladura en: Alma, Ala y labio:

$$\text{Alma: } k = 4 \quad a = b - k * t \quad a = 7 - 4 * 0,20 = 6,20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{\frac{Fn}{E}} = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{6,20}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{1182}{2040820}} = 0,39$$

Ala $k = 4$ $b = b - k * t$ $b = 3 - 4 * 0,20 = 2,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} * \left(\frac{2,20}{0,20}\right) * \sqrt{\frac{1182}{2040820}} = 0,14$$

Alma $\lambda = 0,32$ como: $\lambda_{alma}, \lambda_{ala}$ y $\lambda_{labio} \leq 0,673$ *no se abolla:*

Ala $\lambda = 0,17$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0,22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \text{Como no se pandea: } \rho = 1$$

Por lo tanto, el área efectiva es igual al área bruta:

$$A_e = 3,74 \text{ cm}^2$$

$$P_n = A_e * F_n = 3,74 \text{ cm}^2 * 118,28 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa}} = 44,24 \text{ KN}$$

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * 44,24 = 37,60 \text{ KN}$$

$$n_P = \frac{P_f}{P_d} = \frac{8,37}{37,60} = 0,22$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-compresión:

$$n = \frac{P_f}{\phi_c * P_n} + \leq 1 \quad n = 0,22 \leq 1 \text{ Cumple}$$

3.5.4.2.5 DISEÑO DE LAS PLACAS DE APOYO:

Diseño de la placa fija.

Suponiendo que la placa de apoyo cubre toda el área del hormigón (caso más desfavorable).

$$p_p = 0,85 f'_c \cdot A$$

Área requerida:

$R_{u1} := 8,37 \text{ KN}$ Reacción última en el apoyo

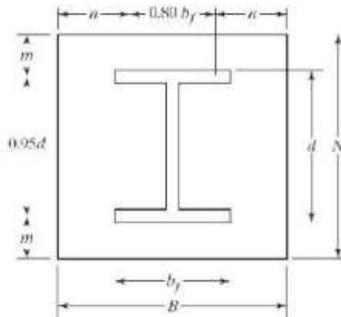
$f'_c := 2,5 \text{ KN/cm}^2$ Reacción última en el apoyo a compresión

$\phi_c := 0,60$ Factor de resistencia para compresión

$$A = \frac{Ru1}{\phi_c * 0.85 * f'_c} = \frac{8,37}{0.60 * 0.85 * 2.5} = 6,57 \text{ cm}^2 a = \sqrt{A} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Por razones constructivas se escogerá una placa de 15x15cm **A=225 cm²**

Espesor de placa requerido:



$\phi_b := 0.6$ Factor de resistencia para flexión.

$F_y := 248.211 \text{ MPa}$ Resistencia a fluencia de placa.

$l := 6,1 \text{ cm}$ La mayor longitud n o m (ver imagen).

$$t = l * \sqrt{\frac{2 * Ru}{A * f_y * \phi_b}} = 0,43 \text{ cm}$$

Por razones de mercado y constructivas se determina

colocar placas de 1cm de espesor

Número de pernos necesarios:

Escogiendo pernos de 12 mm de diámetro A325MT tenemos:

c) Número de pernos que resistan corte.

Resistencia de 1 perno de 12mm:

$\phi := 0.75$ Factor de resistencia a cortante.

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$F_n = 330 \text{ MPa}$ Resistencia nominal de A325

Resistencia última de un perno de 12mm

$$R_u := \phi \cdot F_n \cdot A_b = 0.75 * 33 * 1.131 = 27,992 \text{ KN}$$

Número de pernos necesarios

$$N_u = \frac{8,37 \text{ KN}}{R_u} = 0,3$$

d) Número de pernos que resistan la tracción debida al viento.

Resistencia de 1 perno de 12mm:

$$N_v = 0,29 \text{ KN}$$

- **Número de pernos necesarios**

$$N_u = \frac{0,29 \text{ KN}}{R_u} = 0,01$$

Por lo tanto, se adoptará por razones constructivas se coloca en cada apoyo 4 pernos de 12mm.

3.5.4.2.6 ANCLAJE DE LOS PERNOS

$$l_b = m * \phi^2 = 17 * 1.2^2 = 24.48 \text{ cm}$$

Se adopta una longitud de anclaje de 25cm.

Longitud de soldadura del perfil a la placa de apoyo:

Propiedades de los materiales a emplear:

$F_{exx} := 60 \text{ ksi} = 413.685 \text{ MPa}$ Resistencia a la tracción del metal de aporte.

$P := 8.37 \text{ kN}$ Fuerza máxima que debe soportar la soldadura.

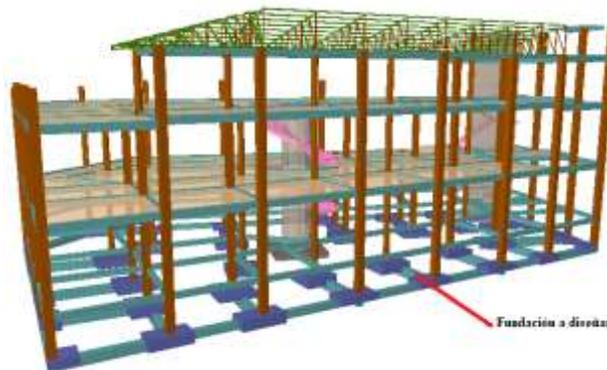
Longitud mínima de soldadura

$$L = \frac{P}{0.375 * F_u * t} = \frac{8.21}{0.375 * 41.37 * 0.02} = 2.697 \text{ cm}$$

3.5.5. FUNDACIONES

Se realizará la verificación de un conjunto de una zapata medianera, una zapata central y con una viga de centrado.

Figura 3.40 Conjunto de zapatas y viga centradora



Fuente: Elaboración propia, Cypecad 2019

Datos:

$$\sigma_{adm} = 0,02 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0,20 \text{ Mpa}$$

Zapata Medianera

- Las solicitaciones en servicio son:

$$N_s = 462,08 \text{ KN} \quad M_x = -0,12 \text{ KN} * m \quad M_{ux} = -4,88 \text{ KN} * m$$

- Las solicitaciones en diseño son:

$$N_u = 573,25 \text{ KN} \quad M_{ux} = -0,12 \text{ KN} * m \quad M_{uy} = -6,57 \text{ KN} * m$$

Zapata Central

- Las solicitaciones en servicio son:

$$N_s = 891,28 \text{ KN} \quad M_x = 0,36 \text{ KN} * m \quad M_y = -2,73 \text{ KN} * m$$

- Las solicitaciones en diseño son:

$$N_u = 1162,56 \text{ KN} \quad M_{ux} = 0,52 \text{ KN} * m \quad M_{uy} = -3,80 \text{ KN} * m$$

Zapata Esquinera

- Las solicitaciones en servicio son:

$$N_s = 150,45 \text{ KN} \quad M_x = 0,78 \text{ KN} * m \quad M_y = 1,22 \text{ KN} * m$$

- Las solicitaciones en diseño son:

$$N_u = 178,50 \text{ KN} \quad M_{ux} = 0,98 \text{ KN} * m \quad M_{uy} = 1,47 \text{ KN} * m$$

3.5.5.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DEL CONJUNTO

Zapata Central

$$A_{zn} = \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{891,28 \text{ KN}}{200 \text{ KN}/m^2} = 4,456 \text{ m}^2$$

$$\text{Se asume: } \begin{cases} l = 2,20m \\ B = 2,20m \end{cases}$$

$$A_{zn} \leq A_{zr} = L * B \quad 4,456m^2 \leq A_{zr} = 4,84m^2 \quad \text{Cumple}$$

El vuelo será:

$$V = \frac{L - b_1}{2} = \frac{2,2 - 0,4}{2} = 0,90m$$

Zapata Medianera

$$A_{zn} = \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{462,08 \text{ KN}}{200 \text{ KN}/m^2} = 2,310 \text{ m}^2$$

$$\text{Se asume: } \begin{cases} l = 2,40m \\ B = 1,20m \end{cases}$$

$$A_{zn} \leq A_{zr} = L * B \quad 2,310m^2 \leq A_{zr} = 2,88 m^2 \quad \text{Cumple}$$

El vuelo será:

$$V = \frac{L - b1}{2} == \frac{2,4 - 0,4}{2} = 1,00m$$

Zapata Esquinera

$$A_{zn} = \frac{Ns}{\sigma_{adm}} = \frac{1,5 * 150,45 KN}{200 KN/m^2} = 1,128 m^2$$

$$\text{Se asume: } \begin{cases} l = 1,10m \\ B = 1,10m \end{cases}$$

$$A_{zn} \leq A_{zr} = L * B \quad 1,128m^2 \leq A_{zr} = 1,21 m^2 \quad \text{Cumple}$$

El vuelo será:

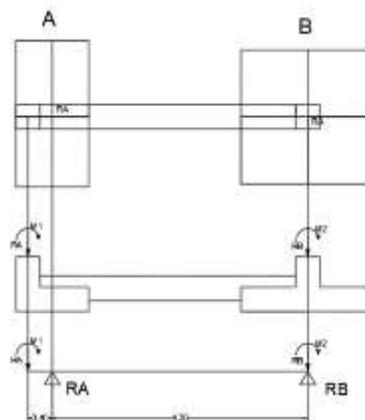
$$V = L - b1 == 1,1 - 0,4 = 0,70m$$

Viga centradora

$$L = 4,60m \quad h \geq \frac{L}{12} = \frac{4,60}{12} = 0,40m \quad B \leq \begin{cases} \frac{L}{20} = 0,23m \\ \frac{h}{2} = 0,20m \end{cases} = B = 0,25m$$

3.5.5.2 COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD

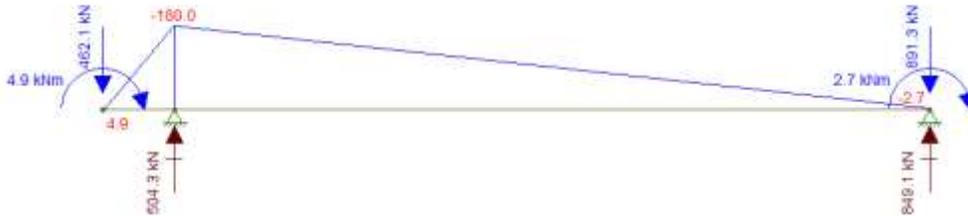
Figura 3.41 Vista en planta y corte del conjunto de zapatas y viga centradora



Fuente: Elaboración propia

Determinación de las reacciones “RA” y “RB” con la combinación en servicio

Figura 3.42 Diagrama de momentos y reacciones Ra y Rb



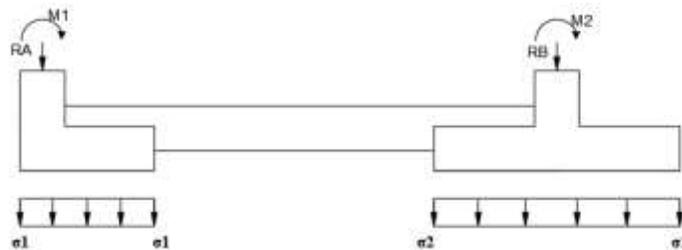
Fuente: Elaboración propia, Software Ftool.

$$R_A = 504,3 \text{ KN} \quad \text{y} \quad R_B = 849,1 \text{ KN}$$

3.5.5.3 COMPROBACIÓN AL HUNDIMIENTO

La verificación de hundimiento se realizará de una manera, esto es debido a que los momentos que actúan sobre las zapatas, son absorbidas por la viga centrada.

Figura 3.43 Corte de las zapatas y la viga centradora



Fuente: Elaboración propia.

Las zapatas “A” y “B”, se debe verificar con la siguiente condición:

$$\sigma_A = \frac{R_A}{A_{Zapata A}} \leq \sigma_{adm} \quad \sigma_B = \frac{R_B}{A_{Zapata B}} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_A = \frac{504,3}{1,20 * 2,4} = 175,10 \frac{KN}{m^2} \leq 200,00 \frac{KN}{m^2} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_B = \frac{849,10}{2,2 * 2,2} = 175,43 \frac{KN}{m^2} \leq 200,00 \frac{KN}{m^2} \quad \text{Cumple}$$

3.5.5.4 COMPROBACIÓN A PUNZONAMIENTO

$$Vu \leq \Phi Vn \quad Vn = Vc + Vs$$

Determinación de “Vc”

El valor de “Vc”, se adopta el menor valor de las siguientes tres ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{a)} \quad vc = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d \\ \mathbf{b)} \quad vc = 0,083 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d \\ \mathbf{c)} \quad vc = 0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d \end{array} \right.$$

$$\beta = \frac{b_1}{b_2} = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} = \frac{0,40}{0,40} = 1,00$$

$$d = h - r_{mec} = 40 - 5 - \frac{1,6}{2} = 34,20\text{cm}$$

$$b_{o(A)} = (2 * b_1 + d) + (b_2 + d) = (2 * 40 + 34,2) + (40 + 34,2) = 188,4\text{cm}$$

$$b_{o(B)} = 2 * [(b_1 + d) + (b_2 + d)] = 2 * [(40 + 34,2) + (40 + 34,2)] = 296,8\text{cm}$$

$$\mathbf{a) \quad vc = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d}$$

Reemplazando:

$$\left\{ \begin{array}{l} vc_A = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{25} * 1,884 * 0,342 * 1000 = 1643,04\text{KN} \\ vc_B = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{25} * 2,968 * 0,342 * 1000 = 2588,39\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{b) \quad vc = 0,083 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_s = 40 \text{ C. central} \\ \alpha_s = 30 \text{ C. medianera} \\ \alpha_s = 20 \text{ C. esquinera} \end{array} \right.$$

$$\alpha_s = 40 \text{ C. central} \quad \alpha_s = 30 \text{ C. medianera}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} vc_A = 0,083 * \left(\frac{30 * 0,342}{1,884} + 2\right) * 1 * \sqrt{25} * 1,884 * 0,342 * 1000 = 1990,99\text{KN} \\ vc_B = 0,083 * \left(\frac{40 * 0,342}{2,968} + 2\right) * 1 * \sqrt{25} * 2,968 * 0,342 * 1000 = 2784,10\text{KN} \end{array} \right.$$

$$c) \quad v_c = 0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\begin{cases} v_{cA} = 0,33 * 1 * \sqrt{25} * 1,884 * 0,342 = 1063,14 \text{ KN} \\ v_{cB} = 0,33 * 1 * \sqrt{25} * 2,968 * 0,342 = 1674,84 \text{ KN} \end{cases}$$

Por lo tanto, se asumirá el valor menor de los tres:

$$\begin{cases} v_{cA} = 1063,14 \text{ KN} \\ v_{cB} = 1674,84 \text{ KN} \end{cases}$$

Verificación:

$$Vu \leq \phi * Vn \quad Vu \leq 0,75 * Vn$$

$$\begin{cases} Vu \leq 0,75 * v_{cA} & \{ 573,25 \text{ KN} \leq 797,36 \text{ KN} \quad \text{Cumple Z. Medianera} \\ Vu \leq 0,75 * v_{cB} & \{ 1162,56 \text{ KN} \leq 1256,13 \text{ KN} \quad \text{Cumple Z Central} \end{cases}$$

Diseño de la armadura

3.5.5.5 ZAPATA “A” MEDIANERA

Determinación del esfuerzo máximo en la zapata

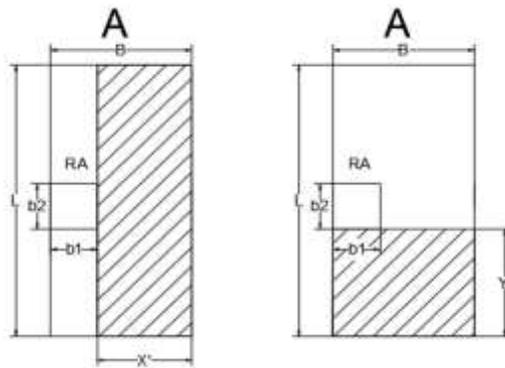
Debido a que la zapata tiene una viga centradora, la cual absorberá todos los momentos.

La zapata estará sometida solo a la carga axial de diseño.

$$\sigma_{max} = \frac{Nu}{L*B} \pm \frac{6Mx}{B*L^2} \pm \frac{6My}{L*B^2} \quad \sigma_{max} = \frac{Nu}{L*B} = \frac{573,25}{1,2*2,4} = 199,05 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del momento máximo en la zapata

Figura 3.44 Determinación de los momentos últimos en la zapata medianera



Fuente: Elaboración propia.

Dirección “X”

$$Mu_x = \sigma_{max} * (x' * B) * \left(\frac{x'}{2}\right) \quad Mu_x = 199,05 * (0,80 * 1,20) * \left(\frac{0,80}{2}\right) = 76,44 \text{ KN} * m$$

Dirección “Y”

$$Mu_x = \sigma_{max} * (y' * L) * \left(\frac{y'}{2}\right)$$

$$Mu_y = 199,05 * (1,00 * 2,4) * \left(\frac{1,00}{2}\right) = 238,86 \text{ KN} * m$$

Cálculo del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mmax}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

Dirección “X”

$$a = 34,2 - \sqrt{34,2^2 - \frac{2 * 76,44 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 120}} = 0,988 \text{ cm}$$

Dirección “Y”

$$a = 34,2 - \sqrt{34,2^2 - \frac{2 * 238,86 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 240}} = 1,557 \text{ cm}$$

Cálculo del acero necesario

$$As = \frac{Nc}{fy} \quad As = \frac{0,85 * f'c * a * b}{fy}$$

Dirección “X”

$$As = \frac{0,85 * 2,5 * 0,988 * 120}{50} = 5,04 \text{ cm}^2$$

Dirección “Y”

$$As = \frac{0,85 * 2,5 * 1,557 * 240}{50} = 15,88 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo requerido según norma

Dirección “X”

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{S1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1200 * 342}{500} = 1026,00 * \frac{1}{100} = 10,26cm^2 \\ A_{S2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{500} * 1200 * 342 = 1149,12 * \frac{1}{100} = 11,49cm^2 \end{array} \right.$$

Dirección “Y”

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{S1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 2400 * 342}{500} = 2052,00 * \frac{1}{100} = 20,52cm^2 \\ A_{S2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{500} * 2400 * 342 = 2298,24 * \frac{1}{100} = 22,98cm^2 \end{array} \right.$$

Se adopta, para la sección:

Dirección “X”

$$A_s = 11,49cm^2$$

Dirección “Y”

$$A_s = 22,98cm^2$$

Disposición del acero:

$$\emptyset = 16mm$$

$$A_{s\emptyset} = 2,011cm^2$$

Dirección “X”

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{11,49 cm^2}{2,011 cm^2} = 5,71 = 6 barras$$

$$A_s = 11,49 cm^2 < A_{sp} = 6 * 2,011 = 12,07 cm^2 \text{ Cumple}$$

Dirección “Y”

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{22,98 cm^2}{2,011 cm^2} = 11,42 = 12 barras$$

$$A_s = 22,98 cm^2 < A_{sp} = 12 * 2,011 = 24,132 cm^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero:

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo:

Dirección "X"

$$S = \frac{B-2*rmec-1,6*(Nb-1)}{Nb-1} \quad S = \frac{120-2*5,8-1,6*5}{6-1} = 20,08cm$$

$$S = 20cm$$

Usar 6 Ø 16mm c/20cm

Dirección "Y"

$$S = \frac{B-2*rmec-1,6*(Nb-1)}{Nb-1} \quad S = \frac{240-2*5,8-1,6*11}{12-1} = 19,16cm$$

$$S = 15 cm$$

Usar 15 Ø 16mm c/15cm

Verificaciones:

Verificación de momento

Cálculo del bloque de compresiones real:

$$As = N^o \text{ barras} * As\emptyset \quad areal = \frac{As*fy}{0,85*b*fc}$$

Dirección "X"

$$As = 6 * 2,011 = 12,07cm^2 \quad areal = 2,367 cm$$

Dirección "Y"

$$As = 15 * 2,011 = 30,165cm^2 \quad areal = 2,957 cm$$

Cálculo del momento nominal:

$$Mn = fy * As * \left(d - \frac{areal}{2} \right) =$$

$$Mnx = 199,25 KN * m \quad Mny = 493,52 KN * m$$

$$\emptyset Mn \geq Mu \quad \emptyset = 0,9$$

Dirección "X" 179,33 KN \geq 76,44 KN *Cumple*

Dirección "Y" 444,17KN \geq 238,86 KN *Cumple*

Verificación de fluencia

$$\xi_c = 0,003 \text{ y } \xi_t \text{ lim} = 0,005$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{2,366}{0,85} = 2,784 \text{ cm} \quad c = \frac{2,957}{0,85} = 3,479 \text{ cm}$$

Deformación del acero:

Dirección " X "

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{34,2 - 2,784}{2,784} * 0,003 = 0,034$$

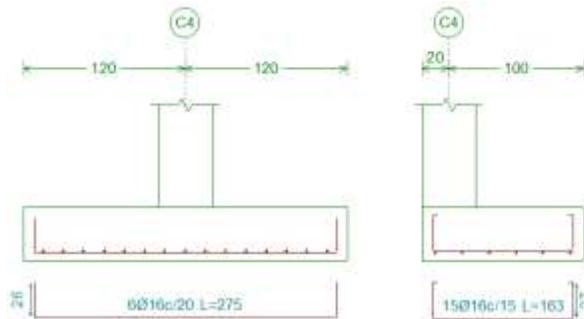
$0,005 < \varepsilon_t = 0,034$ Cumple, esta controlada a tracción

Dirección " Y "

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{34,2 - 3,479}{3,479} * 0,003 = 0,026$$

$0,005 < \varepsilon_t = 0,026$ Cumple, esta controlada a tracción

Figura 3.45 Despiece de armado de la zapata medianera.



Fuente: Elaboración propia, Cypacad 2019

3.5.5.6 ZAPATA CENTRAL

Determinación del esfuerzo máximo en la zapata

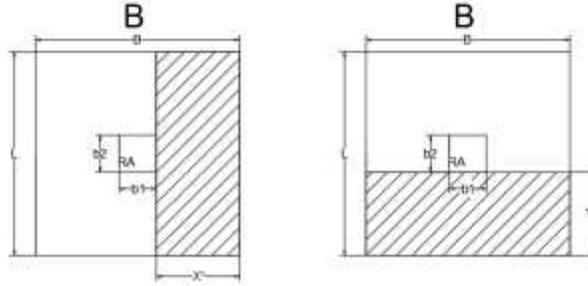
Debido a que la zapata tiene una viga centradora, la cual absorberá todos los momentos.

La zapata estará sometida solo a la carga axial de diseño.

$$\sigma_{max} = \frac{Nu}{L * B} \pm \frac{6Mx}{B * L^2} \pm \frac{6My}{L * B^2} \quad \sigma_{max} = \frac{Nu}{L * B} = \frac{1162,56}{2,2 * 2,2} = 240,20 \frac{KN}{m^2}$$

Cálculo del momento máximo en la zapata

Figura 3.46 Determinación de los momentos últimos en la zapata medianera



Fuente: Elaboración propia.

$$Mu_x = \sigma_{max} * (x' * B) * \left(\frac{x'}{2}\right)$$

$$Mu_x = 240,20 * (0,90 * 2,20) * \left(\frac{0,90}{2}\right) = 214,02 \text{ KN} * \text{m}$$

Cálculo del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mmax}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

$$a = 34,2 - \sqrt{34,2^2 - \frac{2 * 214,02 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 220}} = 1,521 \text{ cm}$$

Cálculo del acero necesario

$$As = \frac{Nc}{fy} \quad As = \frac{0,85 * f'c * a * b}{fy}$$

$$As = \frac{0,85 * 2,5 * 1,521 * 220}{50} = 14,221 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo requerido según norma

$$\left\{ \begin{array}{l} As_{1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 2200 * 342}{500} = 1881,00 * \frac{1}{100} = 18,81 \text{ cm}^2 \\ As_{2min} = \frac{1,4}{fy} * b * d = \frac{1,4}{500} * 2200 * 342 = 2106,72 * \frac{1}{100} = 21,07 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se adopta, para la sección:

$$As = 21,07 \text{ cm}^2$$

Disposición del acero:

$$\emptyset = 16\text{mm} \quad A_{s\emptyset} = 2,011\text{cm}^2$$

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{21,07\text{ cm}^2}{2,011\text{ cm}^2} = 10,47 = 11\text{ barras}$$

$$A_s = 21,07\text{ cm}^2 < A_{sp} = 11 * 2,011 = 22,121\text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero:

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo:

$$S = \frac{B-2*rmec-1,6*(Nb-1)}{Nb-1} \quad S = \frac{220-2*5,8-1,6*10}{11-1} = 19,24\text{cm}$$

$$S = 15\text{ cm}$$

Usar 14 \emptyset 16mm c/15cm

Verificaciones:

Verificación de momento

Cálculo del bloque de compresiones real:

$$A_s = N^{\circ}\text{ barras} * A_{s\emptyset} \quad \text{areal} = \frac{A_s * f_y}{0,85 * b * f'_c}$$

$$A_s = 14 * 2,011 = 28,15\text{ cm}^2 \quad \text{areal} = 3,011\text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{\text{areal}}{2}\right) = M_n = 460,18\text{ KN} * m$$

$$\emptyset M_n \geq M_u \quad \emptyset = 0,9 \quad 414,16\text{ KN} \geq 214,02\text{ KN} \text{ Cumple}$$

Verificación de fluencia

$$\xi_c = 0,003 \text{ y } \xi_t \text{ lim} = 0,005$$

Profundidad del eje neutro:

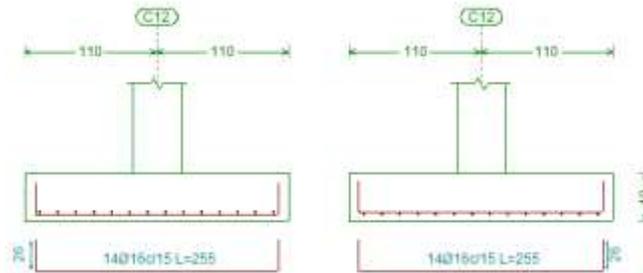
$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad c = \frac{3,011}{0,85} = 3,542\text{cm}$$

Deformación del acero:

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{34,2 - 3,542}{3,542} * 0,003 = 0,026$$

0,005 < $\varepsilon_t = 0,026$ Cumple, Ambos sentidos esta controlada a tracción

Figura 3.47 Despiece de armado de la zapata central.

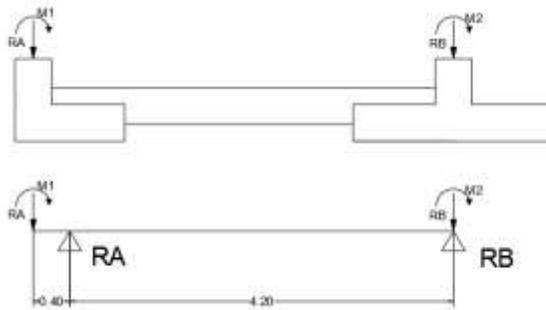


Fuente: Elaboración propia, Cypecad 2019

3.5.5.7 VIGA CENTRADORA

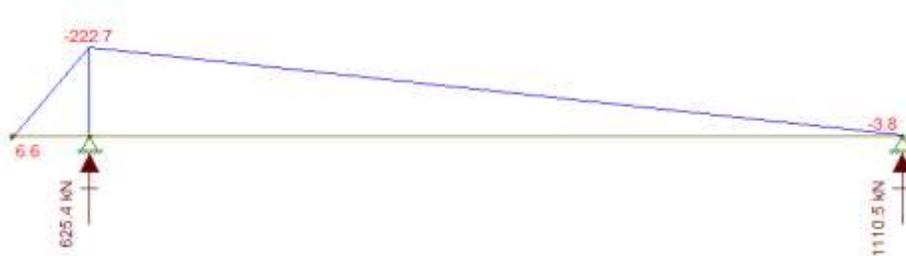
- **Determinación de los momentos máximos y la cortante máxima**

Figura 3.48 Vista en corte de la viga centradora



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.49 Diagrama de momentos de la viga centradora



Fuente: Elaboración propia, software Ftool

Figura 3.50 Diagrama de cortantes de la viga centradora



Fuente: Elaboración propia, software Ftool

- **Determinación de la armadura a flexión en la viga centradora**

$$d = h - r_{mec} = 60 - 5 - 1 - \frac{1,20}{2} = 53,4 \text{ cm}$$

- **Armadura superior momento negativo**

Cálculo del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'_c * b}}$$

$$a = 53,4 - \sqrt{53,4^2 - \frac{2 * 222,7 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 40}} = 5,762 \text{ cm}$$

Cálculo del acero necesario

$$A_s = \frac{N_c}{f_y} \quad A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 2,5 * 5,762 * 40}{50} = 9,795 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo requerido según norma

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 400 * 534}{500} = 534,00 * \frac{1}{100} = 5,34 \text{ cm}^2 \\ A_{s2min} = \frac{1,4}{f_y} * b * d = \frac{1,4}{500} * 400 * 534 = 598,08 * \frac{1}{100} = 5,98 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se adopta, para la sección:

$$A_s = 9,795 \text{ cm}^2$$

Disposición del acero:

$$\emptyset = 20\text{mm} \quad As\emptyset = 3,141\text{cm}^2$$

$$N^\circ \text{barras} = \frac{As}{As\emptyset} = \frac{9,795 \text{ cm}^2}{3,141 \text{ cm}^2} = 3,118 = 4 \text{ barras}$$

$$N^\circ \text{barras} = \frac{As}{As\emptyset} = \frac{9,795 \text{ cm}^2}{3,141 \text{ cm}^2} = 3,118 = 4 \text{ barras}$$

Usar 4Ø 20mm

➤ **Armadura inferior momento positivo**

Para la armadura inferior se dispondrá de la armadura mínima.

Se adopta, para la sección:

$$As = 6,03\text{cm}^2$$

Disposición del acero:

$$\emptyset = 16\text{mm} \quad As\emptyset = 2,01\text{cm}^2$$

$$N^\circ \text{barras} = \frac{As}{As\emptyset} = \frac{6,03 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 3 \text{ barras}$$

$$As = 6,03 \text{ cm}^2 < Asp = 3 * 2,01 = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar 3Ø 16mm

Verificación de fluencia

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad c = \frac{5,762}{0,85} = 6,779\text{cm}$$

Deformación del acero:

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{53,6 - 6,773}{6,773} * 0,003 = 0,021$$

$$0,005 < \varepsilon_t = 0,021 \text{ Cumple, esta controlada a tracción}$$

Diseño a cortante

Datos:

$$V_u = 52,1 \text{ KN}$$

Determinación del recubrimiento mecánico

$$\phi_{estribo} = 10 \text{ mm} \quad \phi_{barras} = 12 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{barras}}{2} = 5 + 1 + 0,6 = 6,60 \text{ cm}$$

Canto útil de la viga

$$d = h - r_{mec} = 60 - 6,60 = 53,40 \text{ cm}$$

3) Tramo izquierdo

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi = 0,75 \quad V_n = V_c + V_s$$

Resistencia del hormigón:

$$V_c = 0,17 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \lambda = 1$$

$$\phi * V_c = 0,75 * (0,17 * 1 * (\sqrt{25} * 0,1) * 40 * 53,40)$$

$$V_c = 181,56 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \phi * V_c = 136,17 \text{ KN}$$

$$52,10 \leq 136,17 \text{ cumple}$$

Cálculo del estribo:

$$\phi_{estribo} = 10 \text{ mm} \quad A_{\phi_{estribo}} = \frac{\pi * \phi^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Determinación del refuerzo mínimo a cortante

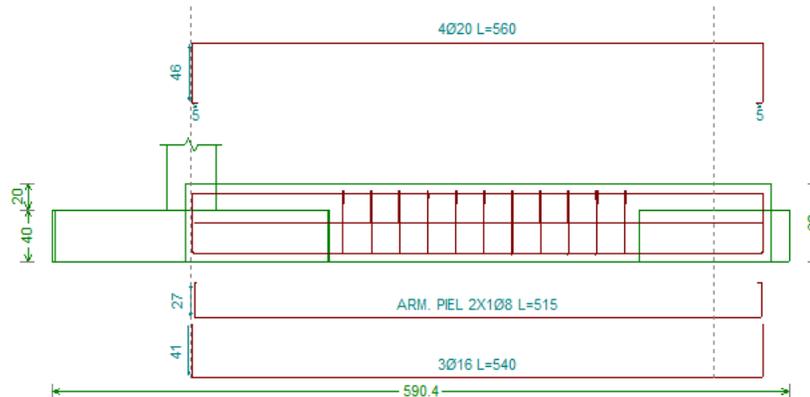
$$A_{min} = 0,062 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$s = \frac{A_{min} * f_y}{0,062 * \sqrt{f'c} * b} = \frac{0,785 * 50}{0,062 * \sqrt{25} * 0,1 * 40} = 31,65 \text{ cm}$$

La separación de los estribos será:

$$\phi 10 \text{ mm } c/30 \text{ cm}$$

Figura 3.51 Despiece de armado de la viga centradora.



Fuente: Elaboración propia, Cypecad 2019

3.5.5.8 ZAPATA ESQUINERA

Determinación del esfuerzo máximo en la zapata

Debido a que la zapata tiene una viga centradora, la cual absorberá todos los momentos.

La zapata estará sometida solo a la carga axial de diseño.

$$\sigma_{max} = \frac{Nu}{L * B} \pm \frac{6Mx}{B * L^2} \pm \frac{6My}{L * B^2} \quad \sigma_{max} = \frac{Nu}{L * B} = \frac{178,50}{2 * 1,1} = 81,14 \frac{KN}{m^2}$$

- **Comprobación de hundimiento**

La verificación de hundimiento se realizará de una manera, esto es debido a que los momentos que actúan sobre las zapatas, son absorbidas por la viga centrada.

$$\sigma_A = \frac{R_A}{A_{Zapata A}} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_B = 81,14 \frac{KN}{m^2} \leq 200,00 \frac{KN}{m^2} \quad \text{Cumple}$$

- **Comprobación de punzonamiento**

$$Vu \leq \Phi Vn \quad Vn = Vc + Vs$$

El valor de “Vc”, se adopta el menor valor de las siguientes tres ecuaciones:

$$\beta = \frac{b_1}{b_2} = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} = \frac{0,40}{0,40} = 1,00$$

$$d = h - r_{mec} = 40 - 5 - \frac{1,6}{2} = 34,20cm$$

$$b_o = (b_1 + d/2) + (b_2 + d/2) = 114,2 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{a)} \quad vc = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d = 995,94 \text{ KN} \\ \mathbf{b)} \quad vc = 0,083 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d = 1294,97 \text{ KN} \\ \mathbf{c)} \quad vc = 0,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d = 644,43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

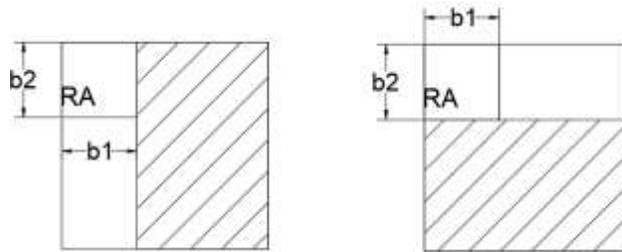
Verificación:

$$Vu \leq \phi * Vn \quad Vu \leq 0,75 * Vn$$

$$Vu \leq 0,75 * 644,43$$

$$178,50 \text{ KN} \leq 483,32 \text{ KN} \quad \mathbf{\text{Cumple Z. esquinera}}$$

Figura 3.52 Determinación de los momentos últimos en la zapata esquinera



Fuente: Elaboración propia.

$$Mu_x = \sigma_{max} * (x' * B) * \left(\frac{x'}{2}\right)$$

$$Mu_x = 81,14 * (0,70 * 1,10) * \left(\frac{0,70}{2}\right) = 21,87 \text{ KN} * \text{m}$$

Cálculo del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mmax}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

$$a = 34,2 - \sqrt{34,2^2 - \frac{2 * 214,02 * 100}{0,90 * 0,85 * 2,5 * 220}} = 0,305 \text{ cm}$$

Cálculo del acero necesario

$$As = \frac{Nc}{fy} \quad As = \frac{0,85 * f'c * a * b}{fy}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 2,5 * 1,521 * 220}{50} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo requerido según norma

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1min} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1100 * 342}{500} = 940,5 * \frac{1}{100} = 9,41 \text{ cm}^2 \\ A_{s2min} = \frac{1,4}{f_y} * b * d = \frac{1,4}{500} * 1100 * 342 = 1053,36 * \frac{1}{100} = 10,53 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se adopta, para la sección:

$$A_s = 10,53 \text{ cm}^2$$

Disposición del acero:

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \quad A_{s\emptyset} = 2,011 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{10,53 \text{ cm}^2}{2,011 \text{ cm}^2} = 5,23 = 6 \text{ barras}$$

$$A_s = 10,53 \text{ cm}^2 < A_{sp} = 7 * 2,011 = 14,07 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero:

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo:

$$S = \frac{B - 2 * r_{mec} - 1,6 * (Nb - 1)}{Nb - 1} \quad S = \frac{110 - 2 * 5,8 - 1,6 * 5}{6 - 1} = 18,08 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

Usar 7 \emptyset 16mm c/15cm

Verificaciones:

Verificación de momento

Cálculo del bloque de compresiones real:

$$A_s = N^{\circ} \text{ barras} * A_{s\emptyset} \quad a_{real} = \frac{A_s * f_y}{0,85 * b * f'_c}$$

$$A_s = 7 * 2,011 = 14,07 \text{ cm}^2 \quad a_{real} = 3,01 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal:

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a_{real}}{2} \right) = M_n = 220,20 \text{ KN} * \text{ m}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad \phi = 0,9 \quad 220,20 \text{ KNm} \geq 21,87 \text{ KNm} \text{ Cumple}$$

Verificación de fluencia

$$\xi_c = 0,003 \text{ y } \xi_t \text{ lim} = 0,005$$

Profundidad del eje neutro:

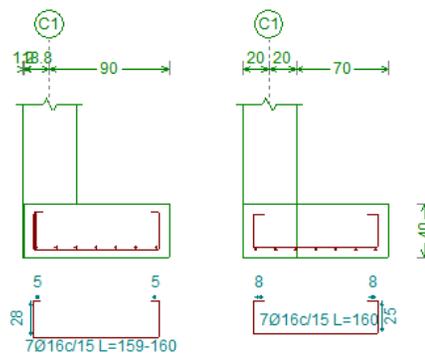
$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad c = \frac{3,011}{0,85} = 3,542 \text{ cm}$$

Deformación del acero:

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * \varepsilon_c = \frac{34,2 - 3,542}{3,542} * 0,003 = 0,026$$

0,005 < $\varepsilon_t = 0,026$ Cumple, Ambos sentidos esta controlada a tracción

Figura 3.53 Despiece de armado de la zapata esquinera.



Fuente: Elaboración propia, Cypecad 2019

Tabla 3.24 Tabla resumen de armado de las zapatas

Resumen de la armadura			
Elemento		Disp. Armadura	
Zapata Medianera			
Armadura longitudinal	➡	6Ø16mm	c/20cm
Armadura transversal	➡	15Ø16mm	c/15cm
Zapata Central			
Armadura longitudinal	➡	14Ø16mm	c/15cm
Armadura transversal	➡	14Ø16mm	c/15cm
Zapata Esquinera			
Armadura longitudinal	➡	7Ø16mm	c/15cm
Armadura transversal	➡	7Ø16mm	c/15cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.25 Tabla resumen de armado de la viga de centrado

Resumen de la armadura				
Solicitaciones			Disp. Armadura	
M(-)	222,70 KN*m		4φ 20mm	
M(+)	6,6 KN*m		3φ 16mm	
V(-)	52,10 KN		φ 10mm	c/30cm

Fuente: Elaboración propia.

3.6. DESARROLLO DE LA ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

3.6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas detallan los aspectos y métodos de implementación de los diversos elementos del proyecto. Los elementos que abarcan una especificación técnica incluyen:

- 3 Definición
- 4 Materiales
- 5 Herramientas y Equipo
- 6 Procedimiento para la ejecución
- 7 Forma de medición
- 8 Forma de pago

El desarrollo completo de las especificaciones técnicas, se realizará en el **Anexo 7**

3.6.2. PRECIOS UNITARIOS

En los precios unitarios, se toman en cuenta el costo de los materiales empleados, la mano de obra y de equipo para cada actividad. Además, se incluye los siguientes costos base de la SABS (Sistema de Administración de Bienes y Servicios).

- Cargas sociales 55%
- Herramientas menores 5%
- Gastos generales y administrativos 10%
- Utilidad 10%
- Impuestos IVA 14.94%

- Impuestos IT 3.09%

El análisis de los precios unitarios, se encuentran desglosados en el **Anexo 8**.

3.6.3. CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los cómputos métricos simplemente indican la cantidad de materiales necesarios para elaborar el presupuesto del proyecto. La elaboración a detalle estará en el **Anexo 9**.

Tabla 3.26 Lista de actividades de la obra

N°	Descripción	Und.	Simbología
MODULO 1: ACTIVIDADES INICIALES			
1	Demolición de la estructura existente	m ²	A
2	Limpieza y retiro de escombros	m ³	B
3	Desempiedre	m ²	C
MODULO 2: ACTIVIDADES PRELIMINARES			
4	Limpieza y deshierbe	glb	D
5	Instalación de faenas	glb	E
6	Replanteo y trazado lineal	glb	F
7	Letrero de inicio de obra 2x1 plancha metálica	pza	G
MODULO 2: OBRA GRUESA			
8	Excavación 2-4m s/agotamiento terreno semiduro	m ³	H
9	Excavación manual 0-2 m suelo semiduro	m ³	I
10	Hormigón Pobre P/Base de la Cimentación	m ³	J
11	Hormigón Simple fck=25 MPa	m ³	
	Zapatillas de H°	m ³	K
	Columna de H°	m ³	L
	Muro de H°	m ³	M
	Viga de H°	m ³	N
	Escalera de H°	m ³	O
12	Acero estructural fy=500 Mpa	Kg	
13	Relleno y compactado de tierra	m ³	P
14	Impermeabilización de vigas de planta baja	ml	Q
15	Losa reticular h=25cm	m ³	R
16	Losa maciza de H°A°	m ³	S
17	Empedrado y contrapiso	m ²	T
18	Contrapiso de cemento sobre losa	m ²	U
19	Impermeabilización de losa de cubierta	m ²	V

20	Muro ladrillo 6h (24x18x12)	m ²	W
21	Dintel de hormigón armado	m	X
22	Cercha metálica cost 80x40x15x2	pza	Y
23	Cubierta met calamina plástica	m ²	Z
24	Estructura cúpula de acero laminado	pza	AA
25	Cubierta solarío policarbonato 8mm	m ²	AB
MODULO 2: OBRAS COMPLEMENTARIAS			
26	Provisión colocación tanque agua 2000 L	pza	AC
27	Limpieza general	glb	AD

Fuente: Elaboración propia

3.6.4. PRESUPUESTO

El presupuesto del proyecto está basado en el análisis de precios unitarios y los volúmenes de obra obtenidos previamente, el presupuesto es el valor total del estimado costo que tendrá el proyecto. Se realizará en el **Anexo 10**.

3.6.5. PLANEAMIENTO Y CRONOGRAMA

El cronograma de ejecución de la obra se realizará con el programa Microsoft Project, para realizar el cronograma de obra para el proyecto estimado los tiempos para cada actividad, el orden en que se realizan dichas actividades y se obtuvo el tiempo estimado de duración del proyecto. Ver **Anexo 11**

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

CAPÍTULO IV

4. ANÁLISIS, DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESCALERA HELICOIDAL

Una escalera es una estructura diseñada para conectar diferentes niveles en distintas alturas. Las escaleras helicoidales, surgen como una alternativa que suele tener un carácter artístico en la mayoría de los casos, además de ser la opción ideal para espacios reducidos.

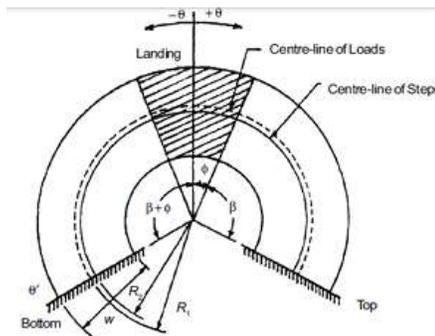
4.1. MARCO CONCEPTUAL DEL APORTE ACADÉMICO

Las escaleras helicoidales, también llamadas escaleras curvas, facilitan la conexión entre diferentes niveles en un diseño fluido. Son perfectas para espacios pequeños. Por lo general, constan de dos largueros laminados unidos por bandas de rodadura.

Las escaleras helicoidales tienen un gran potencial estético, por lo que suelen usarse, no solo como elemento utilitario, sino como elemento característico en el diseño de estructuras.

Además, la amplitud de posibilidades de su configuración permite que sea una escalera cómoda y segura, apta tanto para un ámbito restringido (una cantidad limitada de personas en un espacio privado) como para de ámbito público (gran tráfico de personas).

Figura 4.1 Vista en planta de la escalera helicoidal



Fuente: Imagen de Google

4.1.1 DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA ESCALERA HELICOIDAL

- **Huella “h”**

La huella en escaleras helicoidales es la superficie donde se pisa en los escalones curvos o en espiral. Estos escalones se adaptan al diseño circular o en espiral de la escalera, lo que permite a las personas subir o bajar con comodidad al seguir la forma de la escalera.

- **Contrahuella “t”**

La contrahuella en escaleras helicoidales es la verticalidad que separa una huella de otra en una escalera de este tipo. Se encuentra en el lado interno de la escalera y contribuye a la estabilidad y seguridad al proporcionar un soporte sólido para el pie mientras se asciende o desciende.

- **Desnivel “ Δh ”**

Las escaleras helicoidales superan una distancia vertical entre el inicio y el final, llamada desnivel. Este término se refiere a la diferencia de altura que se sube o baja en la escalera.

- **Ámbito “a”**

El ámbito es el entorno de las escaleras helicoidales que incluye el espacio circundante y la atmósfera que las rodea, como la iluminación, ventilación, diseño arquitectónico y ambiente general.

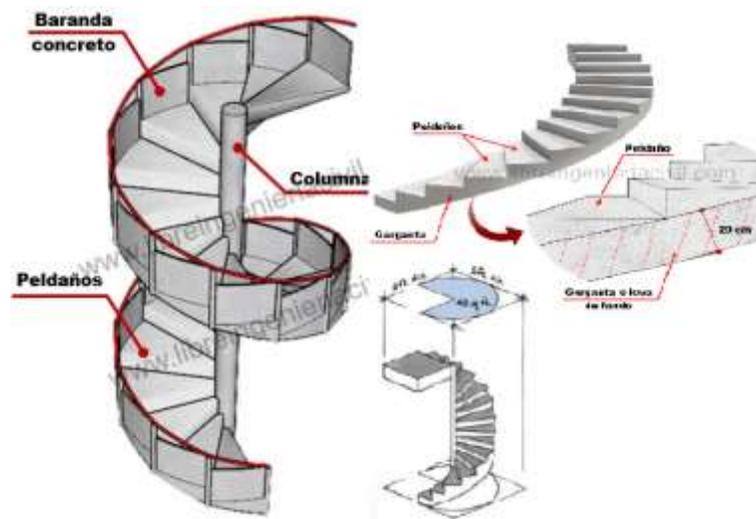
- **Ángulo de rotación o desarrollo “ φ ”**

El ángulo de rotación en escaleras helicoidales indica el giro total de la escalera en su forma circular o espiral. Se mide en grados y representa la cantidad de rotación necesaria para recorrerla desde el principio hasta el fin.

- **Radio externo y radio interno**

En escaleras helicoidales, el radio externo indica la distancia desde el eje central hasta el borde exterior de los escalones, y el radio interno, la distancia hasta el borde interior.

Figura 4.2 Elementos de una escalera helicoidal



Fuente: Cypacad 2019

4.2. MARCO TEÓRICO DEL APORTE ACADÉMICO

Una escalera helicoidal en su análisis comprende el estudio de momentos torsores, momentos, flectores y fuerzas de corte. Una escalera helicoidal puede o no tener descanso intermedio, habiéndose desarrollado métodos que pueden analizar cualquiera de estos tipos de escalera ya sea mediante cálculos matemáticos, tablas o gráficos de líneas de influencia.

El problema se simplifica cuando se transforma estas escaleras, para su análisis, en una escalera rectilínea en el plano horizontal de proyección. Así tenemos que si tomamos un escalón cualquiera vemos que en él existen en general, un momento flector, momento torsor y una fuerza de corte vertical.

Existen varios métodos para su análisis siendo los más conocidos los siguientes:

- a) Método de Bergman
- b) Método de Morgan
- c) Método de Scordelis
- d) Método de Arya y Prakash
- e) Método de Menn

4.2.1 MÉTODO DE BERGMAN

Con la aplicación del trabajo virtual para una viga finita curva de radio “R” constante, se obtiene la siguiente expresión para M, que es el momento flector medio cuando la se encuentra empotrada en los extremos.

$$M_o = W * R^2 * \left[\frac{2(k + 1)\text{sen}\theta - 2k\text{cos}\theta}{(k + 1)\theta - (k - 1)\text{sen}\theta\text{cos}\theta} - 1 \right]$$

Donde:

θ = Mitad del ángulo central

K = EI/GJ relación de flexión a torsión (de giro)

W = Carga total (Wd+Wl) por metro de paño, medida a lo largo de la longitud proyectada.

Esta fórmula para Mc se puede escribir como:

$$M_o = W_u * R^2(U - 1)$$

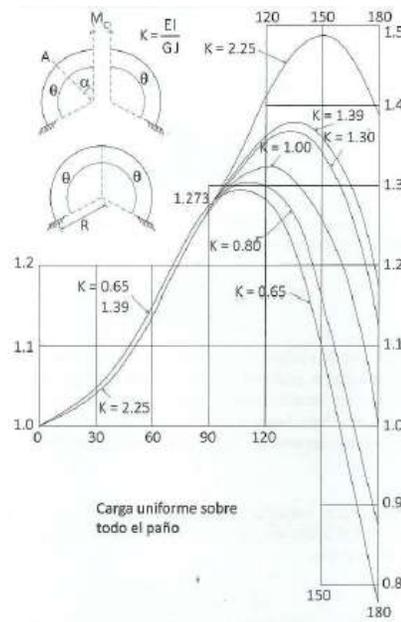
Donde U representa la parte fraccionada izquierda de la anterior expresión.

Tabla 4.1 Coeficientes K en función a la base y la altura

Coeficiente K en función a la base y altura			
b ≤ t		t ≥ b	
b/t	k	t/b	k
1,00	1,39	1,00	1,39
1,20	1,18	1,20	1,70
1,50	1,00	1,50	2,25
2,00	0,86	2,00	3,42
2,50	0,79	2,50	4,92
3,00	0,75	3,00	6,70
4,00	0,70	4,00	11,15
5,00	0,68	5,00	16,85
7,00	0,65		
10,00	0,63		
0,00	0,59		

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado de Ing. Juan Emilio Ortega García

Figura 4.3 Ábaco de carga uniforme sobre todo el paño



Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado de Ing. Juan Emilio Ortega García

Momento flector “M”

En el medio del paño: $M = M_o = W_u * R^2(U - 1)$

En cualquier sección: $M = M_A = W_u * R^2(U * \cos\alpha - 1)$

Momento torsor “T”

En el medio del paño: $T - T_c = 0$

En cualquier sección: $T_o = W_u * R^2(U * \text{sena} - \alpha^*)$

Corte Vertical

$$v = W_u R \alpha^*$$

Nota: α^* es en radianes (1rad=57.3°)

Análisis de acero por flexión

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y}$$

Donde a viene a ser longitud del rectángulo de Whitney, y generalmente se halla por aproximaciones sucesivas, mediante la fórmula:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c' * b}$$

Es decir, es un método que se realiza por tanteos. Así nos ha determinado número de las barras de acero, tanto negativas como positivas que se colocan arriba o abajo.

Corte y Torsión

Según el análisis del momento, el torsor se puede determinar si se necesita estribos, además de la fuerza de corte debido a la torsión. El esfuerzo torsor y el esfuerzo de corte están dados por las fórmulas:

$$\tau_u = \frac{3Mt_u}{\phi * \sum x^2 y} \quad v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$\tau_{min} = 0.398 * \sqrt{f_c'}$$

4.2.2 DISEÑO ESCALERA HELICOIDAL

4.2.2.1 DEFINICIÓN DE CARGAS

Cargas permanentes

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura incluido el peso de acabados.

- **Peso propio de la estructura**

Consiste en el peso de la estructura donde tomaremos un peso específico del hormigón armado de 24,00 KN/m³.

- **Acabado**

Bibliografía recomienda usar como peso del acabado un valor igual a 1,50 KN/m².

Sobrecargas o cargas vivas

De acuerdo al uso se tiene:

Escaleras secundarias:	$2,00 \frac{KN}{m^2}$
Vivienda y edificios residenciales:	$2,50 \frac{KN}{m^2} - 3,00 \frac{KN}{m^2}$
Edificios públicos:	$4,00 \frac{KN}{m^2}$
Edificios de oficinas:	$5,00 \frac{KN}{m^2}$
Tribunas:	$5,00 \frac{KN}{m^2}$

Fuente: APNB 1225002-1

Mayoración de cargas

En este caso, se usará las combinaciones de carga establecidas en la tabla 5.3.1 de la NB 1225001.

- 1.- $U = 1.4 (D+F)$
- 2.- $U = 1.2(D+F+T) + 1.6(L+H) 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3.- $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1L \text{ o } 0.87W)$
- 4.- $U = 1.2D + 1.6W + 1L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5.- $U = 1.2D + 1E + 1L + 0.2S$
- 6.- $U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$
- 7.- $U = 0.9D + 1E + 1.6 H$

En el presente trabajo de investigación las cargas actuantes en nuestra estructura serán únicamente la carga muerta, que corresponde al peso de los acabados $1,00 \text{ KN/m}^2$ sumado el peso propio de la estructura y la sobrecarga de uso, igual a 300 KN/m^2 que corresponde a la sobrecarga para una escalera de una vivienda particular.

$$D = 1,50 \frac{KN}{cm^2} + \text{Peso propio}$$

$$L = 4,00 \frac{KN}{cm^2}$$

Se seleccionará la combinación de carga que nos dé como resultado la situación más desfavorable. Por lo tanto, para la combinación de carga o esfuerzos últimos se usará:

$$U = 1.2D + 1.6 L$$

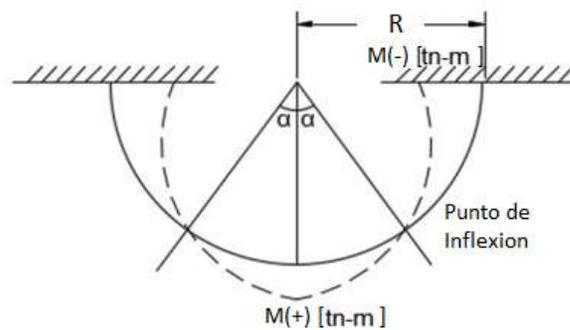
Para la combinación de carga o estado de servicio adoptamos:

$$U = 1.2D + 1.0 L$$

4.2.2.2 DEFINICIÓN DE LOS APOYOS

Para el análisis, cálculo y una correcta idealización de la estructura la escalera contará con empotramientos en ambos extremos.

Figura 4.4 Empotramientos en los extremos de una escalera helicoidal



Fuente: Imagen de Google

Definición del espesor de la losa

Pre dimensionamiento:

$$L' = (\sqrt{h^2 + (2 \cdot \pi \cdot R)^2}) + 2$$

Donde:

L' = Longitud de desarrollo de una hélice en el espacio para un giro de 180°

$$R = r_i + \frac{\text{ambito}}{2}$$

$$\text{ambito} = r_e - r_i \quad e = \frac{L'}{20}$$

El problema se simplifica cuando se transforma estas escaleras, para su análisis, en una escalera rectilínea en el plano horizontal de proyección.

Así tenemos que si tomamos un escalón cualquiera vemos que en el existen en general, un momento flector, momento torsor y una fuerza de corte vertical.

Para una carga uniformemente repartida en todo el paño siempre y cuando exista simetría la carga y estructura, se observa que el momento torsor y la fuerza de corte se anulan en el medio del paño.

4.2.2.3 DEFINICIÓN DE LOS MATERIALES

- **Resistencia del hormigón**

Se usará un hormigón con resistencia especificada a la compresión de 25 MPa. Que es igual a 2,50 KN/cm², con un módulo de elasticidad $E_c = 23500$ MPa. Y con un peso específico de 24,00 KN/m³.

- **Acero de refuerzo del hormigón armado**

El acero de refuerzo $f_{yk} = 50$ KN/cm²

4.3. PRODUCTO

El presente proyecto presenta dos tramos de escaleras helicoidales; dichas escaleras están ubicadas en el centro del proyecto y gira a la derecha alrededor de una columna.

En este capítulo se planteará el cálculo estructural de la escalera helicoidal, utilizando principalmente la herramienta de Cypecad 2019, posteriormente se hará la comprobación con dos métodos de análisis como ser:

- Método de Bergman
- Método de Morgan

4.3.1 MÉTODO DE BERGMAN

TRAMO N°1

Este tramo comunica la planta baja con la planta alta, los datos se indicarán en la siguiente tabla:

Datos:

Datos Geométricos	
Radio externo (re)	2,80 m
Radio interno (ri)	1,00 m
Ámbito (a)	1,80 m
Radio del eje de la escalera (rm)	1,90 m
Desnivel (Δh)	3,60 m
Angulo de rotación (θ)	204°
Huella (h)	0,52 m
Contrahuella (Cp)	0,18 m
Espesor de la losa (t)	0,25 m

1) Determinación del espesor de la losa

$$L' = (\sqrt{h^2 + (2 \cdot \pi \cdot R)^2}) + 2$$

Donde:

L' = Longitud de desarrollo de una hélice en el espacio para un giro de 180°

$$R = ri + \frac{\text{ambito}}{2} = 1,00 + \frac{1,80}{2} = 1,90 \text{ m}$$

$$\text{ambito} = re - ri = 2,80 - 1,00 = 1,80 \text{ m}$$

2) Análisis de cargas

Datos:

- **Materiales**

$$f_c = 2,50 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_y = 50 \text{ KN/cm}^2$$

$$\gamma_H = 24,00 \text{ KN/m}^3$$

- **Cargas**

Acabados= 1,50 KN/m²

Sobre carga= 4,00 KN/m³

2.1) Metrado de cargas

- **Carga Muerta (D):**

- **Peso Propio de la losa y peldaños**

$$Pp = \gamma_H * \left(\left(\frac{Cp}{2} \right) + \left(\frac{t}{\cos \alpha} \right) \right)$$

$$Pp = 2400 * \left(\left(\frac{0,18}{2} \right) + \left(\frac{0,25}{\cos 28,03} \right) \right)$$

$$Pp = 895,73 \text{ kg/m}^2$$

$$Pp = 8,957 \text{ KN/m}^2$$

- **Acabados**

$$\text{Acabados} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Carga Muerta:

$$D = Pp + Ppe + \text{Acabados}$$

$$D = 8,95 \frac{KN}{m^2} + 1,5 \frac{KN}{m^2}$$

$$D = 10,05 \frac{Kn}{m^2}$$

- **Sobre carga (S/C):**

$$\text{Sobre carga} = 400 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Sobre carga} = 4,0 \text{ Kn/m}^2$$

- **Combinaciones de carga**

Diseño

Por lo tanto, para la combinación de carga o esfuerzos últimos usaremos:

$$WU = 1.2D + 1.6 L$$

Reemplazamos y multiplicamos por el ámbito

$$WU = (1.2 * (10,5) + 1.6 * (4,0)) * 1,80$$

$$WU = 34,11 \text{ KN/m}$$

Servicio

Para la combinación de carga o estado de servicio usaremos:

$$WU = 1.0D + 1.0 L$$

$$WU = (1,0 * (10,5) + 1,0 * (4,0)) * 1,80$$

$$WU = 26,11 \text{ KN/m}$$

3) Determinación del factor “k” y “U”

$$\frac{a}{t} = \frac{1,80}{0,25} = 7,2$$

De la Tabla 41, se interpolará el valor de “k”:

Interpolando obtenemos:

$$k = 0,63$$

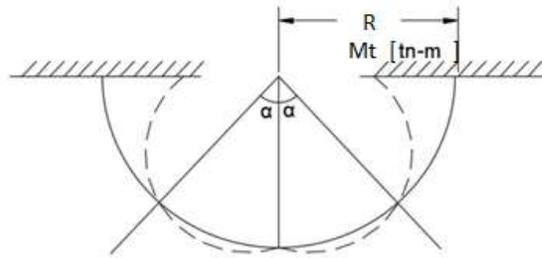
$$\theta = 204^\circ = 204^\circ * \frac{\pi}{180} = 3,560 \text{ rad}$$

$$U = \frac{2(k + 1)\text{sen}\theta - 2k\text{cos}\theta}{(k + 1)\theta - (k - 1)\text{sen}\theta\text{cos}\theta}$$

$$U = \frac{2 * (0,649 + 1) * \text{sen}(3,56 \text{ rad}) - 2 * 0,649 * \text{cos}(3,56 \text{ rad})}{(0,649 + 1) * 3,56 - (0,649 - 1) * \text{sen}(3,56 \text{ rad}) * \text{cos}(3,56 \text{ rad})}$$

$$U = 1,2208$$

4) Momento de flexión



- Para $\alpha = 0^\circ$

$$M_o = W_u * R^2(U - 1)$$

$$M_o = 34,11 * (1,90)^2(1,2208 - 1)$$

$$M_o = 27,19 \text{ KN} * m$$

- Para $\alpha = 90^\circ$

$$M_A = W_u * R^2(U * \cos\alpha - 1)$$

$$M_A = 34,11 * (1,90)^2(1,2208 * \cos(3,56\text{rad}) - 1)$$

$$M_A = -123,13 \text{ KN} * m$$

- Punto de inflexión

$$M_A = W_u * R^2(U * \cos\alpha - 1)$$

$$0 = W_u * R^2(U * \cos\alpha - 1)$$

$$\alpha = 35^\circ$$

- Cálculo del acero

$$d = t - r = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$$

Para el momento negativo:

$$M(-) = 123,13 \text{ Kn} * m$$

➤ Profundidad del bloque de compresión:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 22,5 * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{123,13 * 100}{2,5 * 180 * 22,5^2}} \right] = 1,65 \text{ cm}$$

➤ **La armadura necesaria es:**

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 2,5 * 1,65 * 180}{50}$$

$$A_s = 12,624 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1800 * 225}{500} = 1012,5 * \frac{1}{100} = 10,13 \text{ cm}^2 \\ A_{s2min} = \frac{1,4}{f_y} * b * d = \frac{1,4}{500} * 1800 * \frac{225}{100} = 11,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Disposición de las barras:

$$\emptyset b = 20 \text{ mm}$$

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 2,0^2}{4} = 3,1416 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{A_s}{A_b} = \frac{12,624}{3,1416} = 4,02 = 5 \text{ barras}$$

$$A_s = 5 * 3,1416 = 15,71 \text{ cm}^2$$

Para el momento positivo:

$$M(+) = 27,19 \text{ Kn} * \text{ m}$$

➤ **Profundidad del bloque de compresión:**

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 22,5 * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{2,719 * 100}{2,5 * 180 * 22,5^2}} \right] = 0,354 \text{ cm}$$

➤ **La armadura necesaria es:**

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 2,5 * 0,354 * 180}{50}$$

$$A_s = 2,788 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1800 * 225}{500} = 1012,5 * \frac{1}{100} = 10,13 \text{ cm}^2 \\ A_{s2min} = \frac{1,4}{f_y} * b * d = \frac{1,4}{500} * 1800 * \frac{225}{100} = 11,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se adopta:

$$A_s = 11,34 \text{ cm}^2$$

Disposición de las barras:

$$\phi b = 16 \text{ mm}$$

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1,6^2}{4} = 2,011 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{A_s}{A_b} = \frac{11,34}{2,011} = 5,64 = 6 \text{ barras}$$

$$A_s = 6 * 2,011 = 12,06 \text{ cm}^2$$

5) Momento de torsión

- Para $\alpha = 90^\circ$

$$T_o = W_u * R^2 (U * \text{sen} \alpha - \alpha^*)$$

$$\alpha = 90^\circ = 1,571 \text{ rad}$$

$$T_o = 34,11 * (1,90)^2 (1,2208 * \text{sen}(1,571) - 1,571)$$

$$T_o = -43,09 \text{ KM} * m$$

$$T_o = 43,09 \text{ KN} * m$$

- **Determinación del punto de inflexión**

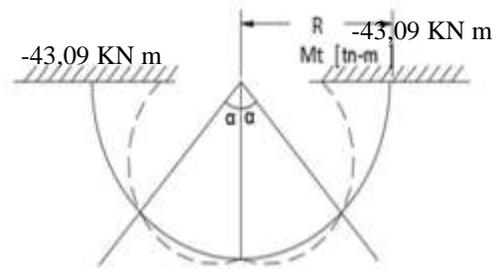
$$T_{INFL} = W_u * R^2 (U * \text{sen}\alpha - \alpha^*)$$

$$\frac{\text{sen}\alpha}{\alpha^*} = \alpha^* - \frac{\alpha^{*3}}{3!} + \frac{\alpha^{*5}}{5!} - \frac{\alpha^{*7}}{7!}$$

$$\frac{\text{sen}\alpha}{\alpha^*} = \frac{1}{u} = 1 - \frac{\alpha^2}{6}$$

$$\alpha = \sqrt{\left(1 - \frac{1}{U}\right) * 6}$$

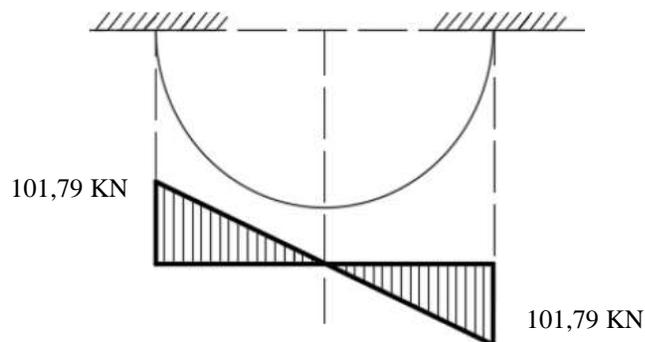
$$\alpha = \sqrt{\left(1 - \frac{1}{1,2208}\right) * 6} = 1,041 \text{ rad} = 59,69^\circ$$



2.4) Corte en el apoyo V

Cálculo de la cortante en el Apoyo en función de la Carga, el Radio de Giro y el ángulo, el cual será 90° al querer calcularse en el inicio del Tramo de la Escalera.

$$v = W_u R \alpha^* = 34,11 * 1,9 * 90 * \frac{\pi}{180} = 101,79 \text{ KN}$$



6) Esfuerzo por corte y torsión

Momento torsor $T_o(-) = 43,09 \text{ KN m}$

Corte en el apoyo $V = 101,79 \text{ KN}$

Angulo de inclinación $\gamma = 28,03^\circ = 0,489 \text{ rad}$

$$Mt_u = T_o * \text{cos}\alpha$$

$$Mt_u = 43,09 * \cos(0,489) = 38,04 \text{Kn m}$$

$$V_u = v * \cos \alpha \quad V_u = 101,79 * \cos(0,489) = 89,85 \text{KN}$$

Esfuerzo a torsión

$$\phi = 0,85$$

$$\tau_u = \frac{3Mt_u}{\phi * \sum x^2 y}$$

$$\tau_u = \frac{3Mt}{\phi * t^2 * b} \rightarrow \tau_u = 0,119 \text{KN/cm}^2$$

$$\tau_{min} = 0,398 * \sqrt{f'c} \rightarrow \tau_{min} = 0,629 \text{KN/cm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3,18 * \sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + (1,2 * \frac{v_u}{\tau_u})}}$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{\phi * b * d} = \frac{89,85 * 1000}{0,85 * 180 * 22,5} = 0,0261 \text{KN/cm}^2$$

Reemplazamos:

$$\tau_{max} = \frac{3,18 * \sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + (1,2 * \frac{v_u}{\tau_u})}} \rightarrow \tau_{max} = 0,4475 \text{KN/cm}^2$$

Verificación si es necesario armadura por efectos de torsión:

$$\tau_c = 0,2 * \tau_{max} = 0,2 * 0,4475 = 0,0895 \text{KN/cm}^2$$

$$\text{si: } \tau_c < \tau_u \rightarrow 0,0895 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < 0,119 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \quad \text{Necesita armadura por torsión}$$

7) Diseño por corte y torsión

$$Mt_u = M_s + M\tau_c$$

$$M\tau_c = \phi * \tau_c * \frac{\sum x^2 y}{3} \rightarrow M\tau_c = 28,53 \text{KN m}$$

El momento excedente el cual no soporta el hormigón, este será trabajado para el cálculo del acero necesario para el refuerzo

$$Mt_s = M_{T_u} - M\tau_c \quad Mt_s = 38,04 - 28,53 = 9,51 \text{ KN m}$$

• **Longitudes de acero menos recubrimiento necesario:**

$$\text{recubrimiento} = 3\text{cm}$$

$$Y_1 = b - 2r = 174\text{cm}$$

$$X_1 = t - 2r = 19\text{cm}$$

$$r = 0.66 + 0.33 \left(\frac{Y_1}{X_1} \right) \leq 1.5 \quad r = 0.66 + 0.33 \left(\frac{174}{19} \right) \leq 1.5$$

$$r = 3,68 \leq 1.5$$

Se adopta: $r = 1,5$

$$\frac{A_o}{S} = \frac{M\tau_s}{\phi * r * X_1 * Y_1 * f_y} = \frac{9,51 * 100}{0,85 * 1,5 * 19 * 174 * 50}$$

$$\frac{A_o}{S} = 0,0045 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Cálculo de la cortante que soporta el hormigón:

$$V_c = \phi * v_c * b * d$$

Donde:

$$v_c = \frac{0.53 * \sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{\tau_u}{1.2 * v_u} \right)}} \rightarrow v_c = 0,0382 \text{KN/cm}^2$$

Reemplazando:

$$V_c = 0,85 * 0,03821 * 180 * 22,5 = 131,54 \text{ KN}$$

Cálculo de la cortante excedente que no soporta el hormigón:

$$V_s = V_u - V_c \quad V_s = 89,85 \text{KN} - 131,54 \text{ KN} = -41,68 \text{ KN} = 0 \text{ KN}$$

No necesita armadura por cortante ya que el hormigón puede soportar la carga.

- **Cálculo de la armadura transversal**

$$2 \frac{A_o}{S} + \frac{A_v}{S} = 0,009 \frac{cm^2}{cm}$$

Armadura Transversal Mínimo:

$$2 \frac{A_o}{S} + \frac{A_v}{S} \geq 3,52 \frac{b}{f_y} \quad 0,009 \frac{cm^2}{cm} \geq 3,52 * \frac{180}{5000}$$

$$0,009 \frac{cm^2}{cm} \geq 0,127 \frac{cm^2}{cm} \quad \text{Se usará la armadura mínima}$$

Separación de las barras:

$$\phi b = 16mm \text{ (2 ramas)}$$

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1,6^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para 2 ramas} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_b}{A_e} = \frac{4,02}{0,127} = 31,65 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 16 \text{ mm } c/30 \text{ cm}$

8) Cálculo del acero longitudinal

Acero Longitudinal necesario solo bajo efectos de torsión, el cual se le dio un valor de cantidad de Acero mínimo.

$$X1 = 19 \text{ cm}$$

$$Y1 = 174 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = 0,1193 \text{ KN/cm}^2$$

$$v_u = 0,0261 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_s = \left[\frac{28.12x}{f_y} \left(\frac{\tau_u}{\tau_u + v_u} \right) - 2 * \frac{A_o}{S} \right] (X1 + Y1)$$

$$A_s = \left[\frac{28.12 * 25}{50} \left(\frac{0,1193}{0,1193 + 0,0261} \right) - 2 * 0,0045 \right] (19 + 174)$$

$$A_s = 20,524 \text{ cm}^2$$

- **Acero de refuerzo necesario para soportar los efectos de flexión/torsión generados por la escalera**

$$A_1 = 2 * \frac{A_o}{S} (X1 + Y1) = 2 * 0,0045 * (19 + 174)$$

$$A_1 = 1,742 \text{ cm}^2$$

Verificación bajo que acción se requerirá más armadura:

$$A_{torsion} \text{ vs } A_{flexion} \quad 20,524 \text{ cm}^2 > 12,624 \text{ cm}^2$$

Se usará el Acero Longitudinal necesario solo por los efectos de torsión

8.1) Acero total negativo

- **Acero negativo mínimo**

Refuerzo de acero negativo mínimo necesario para la Escalera.

$$A_{Smin} = 0.0015 * \frac{fy}{4200} * b * t = 0.0015 * \frac{5000}{4200} * 180 * 25$$

$$A_{Smin} = 8,036 \text{ cm}^2$$

El refuerzo de acero negativo total necesario para la escalera será:

$$A_{S(total)} = A_S + \frac{A_1}{2} = 20,524 + \frac{1,742}{2} = 21,395 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$A_{t(total)} \text{ vs } A_{min} \quad 21,395 \text{ cm}^2 > 8,036 \text{ cm}^2$$

Se adoptará: $A_{S(-)} = 21,395 \text{ cm}^2$

Disposición de las barras:

$$\phi b = 20mm$$

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 2,0^2}{4} = 3,1416 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{A_s}{A_b} = \frac{21,395}{3,1416} = 6,81 = 7 \text{ barras} \quad A_s = 7 * 3,1416 = 21,99 \text{ cm}^2$$

8.2) Acero total positivo

- Acero positivo mínimo

Refuerzo de acero negativo mínimo necesario para la Escalera.

$$A_{Smin} = 0.0015 * \frac{fy}{4200} * b * t = 0.0015 * \frac{5000}{4200} * 180 * 25$$
$$A_{Smin} = 8,036 \text{ cm}^2$$

El refuerzo de acero positivo total necesario para la escalera será:

$$A_{min \text{ flexión}} = 11,34 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$A_{t(total)} \text{ vs } A_{min} \quad 11,34 \text{ cm}^2 < 8,036 \text{ cm}^2$$

Se adoptará: $A_{S(-)} = 11,34 \text{ cm}^2$

Disposición de las barras:

$$\varnothing b = 16 \text{ mm}$$

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1,6^2}{4} = 2,011 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{A_s}{A_b} = \frac{11,34}{2,011} = 5,64 = 6 \text{ barras}$$

$$A_s = 6 * 2,011 = 12,07 \text{ cm}^2$$

9) Cálculo del "As" de anclaje

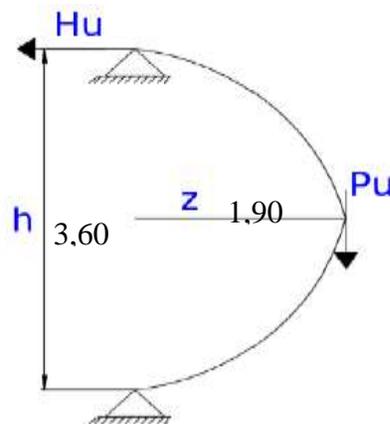
$$Wu = 34,11 \text{ KN m}$$

$$Pu = Wu * 0,25 = 8,53 \text{ KN}$$

$$Hu = \frac{Pu * z}{h} = \frac{8,53 * 1,90}{3,60}$$

$$Hu = 4,5 \text{ KN}$$

$$As \geq \frac{Hu}{\varnothing * fy} \quad As \geq \frac{8,53}{0,85 * 50} = 0,20 \text{ cm}^2$$



10) Cálculo de la longitud de confinamiento (Ld)

$$db = 20mm$$

- Longitud de confinamiento mínimo para la Escalera:

$$Ld \geq \left\{ \frac{12 * db}{0,00569 * db * fy} \right\} = \left\{ \frac{12 * 2}{0,00569 * 2 * 5000} \right\} = \left\{ \frac{24cm}{56,90cm} \right\}$$

Se adopta: $Ld = 56,90 \text{ cm}$

- Longitud de confinamiento final aplicada en el refuerzo del acero:

$$L_D = (f_1)(f_2)(f_3) * Ld$$

$$f_1 = 1,4 \quad L_D = (1,4)(0,95)(0,8) * 56,9$$

$$f_2 = 0,95 \quad L_D = 60,54 \text{ cm}$$

$$f_3 = 0,8$$

11) Resumen de toda la armadura

Tabla 4.2 Resumen de armado de la escalera helicoidal tramo 1, método Bergman

Resumen de la armadura							
M(-)	123,13 KN m		21,395 cm ²		7	φ 20mm	c/25cm
M(+)	27,19 KN m		11,34 cm ²		6	φ 16mm	c/30cm
V(-)			4,02 cm ²			φ 16mm	c/30cm

Fuente: Elaboración propia

4.3.2 MÉTODO DE MORGAN

Datos de entrada

h=	360 cm
Angulo de giro β=	204 °
Radio Interno=	100 cm
Radio externo=	280 cm
Diámetro u ojo=	190 cm
Ámbito	180 cm
Espesor de losa=	25 cm
Acabados	150 Kg/m ²

Sobrecarga=	400 Kg/m ²
yh	2400 Kg/m ³
fy	50 KN/cm ²

1) Longitud del arco interno

$$L1 = \frac{(\sqrt{(\pi * d)^2 + h^2})}{2} = \frac{(\sqrt{(\pi * 1,90)^2 + 3,60^2})}{2} = 3,49m$$

2) Longitud de arco externo

$$L2 = (\sqrt{(\pi * d)^2 + h^2}) = (\sqrt{(\pi * 1,90)^2 + 3,60^2}) = 6,98m$$

3) Área de la losa

$$A = \frac{1}{2} * (l1 + l2) * Ambito = \frac{1}{2} * (3,49 + 6,98) * 1,80 = 9,42 m^2$$

4) Metrado de cargas

Carga Muerta (D):

- **Peso Propio de la losa y los peldaños**

$$Pp = \gamma_H * \left(\left(\frac{Cp}{2} \right) + \left(\frac{t}{\cos \alpha} \right) \right) = 2400 * \left(\left(\frac{0,18}{2} \right) + \left(\frac{0,25}{\cos 28,03} \right) \right)$$

$$Pp = 895,73 Kg/m^2$$

$$Pp = 8,957 KN/m^2$$

- **Acabados**

$$Acabados = 150 Kg/m^2$$

$$Acabados = 1,50 KN/m^2$$

- **Carga Muerta:**

$$D = Pp + Ppe + Acabados \quad D = 8,95 \frac{KN}{m^2} + 1,50 \frac{KN}{m^2}$$

$$D = 10,50 \frac{KN}{m^2}$$

- **Sobre carga (S/C):**

$$Sobre carga = 400 \frac{Kg}{m^3}$$

$$Sobre carga = 4,00 KN/m^2$$

- **Combinaciones de carga**

Diseño

Por lo tanto, para la combinación de carga o esfuerzos últimos usaremos:

$$WU = 1.2D + 1.6 L$$

Reemplazamos y multiplicamos por el ámbito

$$WU = (1.2 * (10,5) + 1.6 * (4,0)) * 1,80$$

$$WU = 34,11 \text{ KN/m}$$

Servicio

Para la combinación de carga o estado de servicio usaremos:

$$WU = 1.0D + 1.0 L \quad WU = (1,0 * (10,5) + 1,0 * (4,0)) * 1,80$$

$$WU = 26,11 \text{ KN/m}$$

5) Diseño de momento, cortante y torsión

$$R1 = \frac{2}{3} * \left(\frac{re^3 - ri^3}{re^2 - ri^2} \right)$$

$$R2 = \frac{1}{2} * (ri + re)$$

$$R1 = 2,043m \quad R2 = 1,901m$$

$$\frac{R1}{R2} = 1,07$$

Se elige la gráfica 4.6 (Reinforced Concrete Designer's Handbook - C.E.Reynolds and J.C.Steedman) para obtener los momentos y fuerzas a través de los parámetros k_1 , k_2 , k_3 .

Donde:

Angulo de giro $\beta = 204^\circ$

$$\phi = 28,03^\circ$$

$$K1 = -0,05$$

$$K2 = 1,2$$

$$K3 = -0,2$$

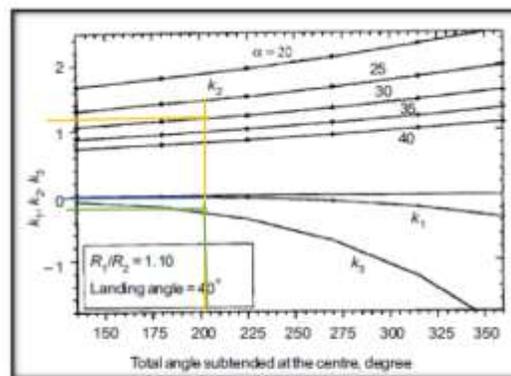


Figura 4.6. Coeficientes k_1 , k_2 , k_3 (Fuente Reinforced Concrete Designer's Handbook - C.E.Reynolds and J.C.Steedman)

6) Momento redundante que actúa tangencialmente

$$M_o = k_1 * W * R_2^2$$

$$M_o = -616,17 \text{ Kg} * m$$

$$M_o = -6,16 \text{ KN} * m$$

7) Fuerza horizontal en MIDSPAN

$$H = k_2 * W * R_2$$

$$H = 7778,08 \text{ Kg} * m$$

$$H = -77,78 \text{ KN} * m$$

8) Momento vertical en los apoyos

$$M_v = k_3 * W * R_2^2$$

$$M_v = -2464,67 \text{ Kg} * m$$

$$M_v = -24,65 \text{ KN} * m$$

9) Del apoyo

$$\phi = \frac{\beta}{2} = \frac{204^\circ}{2} = 102^\circ$$

10) Momento lateral

$$M_n = M_o * \text{sen } \theta * \text{sen } \phi - H * R_2 * \theta * \tan \phi * \text{sen } \phi * \cos \phi - H * R_2 * \text{sen } \phi * \cos \phi + W * R_1 * \text{sen } \phi * (R_1 * \text{sen } \phi - R_2 * \theta)$$

$$M_n = -16219,43 \text{ Kg} * m$$

$$M_n = -162,19 \text{ KN} * m$$

11) Momento de torsión

$$T = (M_o * \text{sen } \theta - H * R_2 * \theta * \tan \phi * \cos \theta) + W * R_1^2 * \text{sen } \theta - (W * R_1 * R_2 * \theta) * \cos \phi + H * R_2 * \text{sen } \theta * \text{sen } \phi$$

$$T = -2219,928 \text{ Kg} * m$$

$$T = -22,20 \text{ KN} * m$$

12) Momento vertical

$$M_y = M_o * \cos \theta + (H * R_2 * \theta * \tan \phi * \text{sen } \theta) - W * R_1^2 * (1 - \cos \theta)$$

$$M_y = -3358,044 \text{ Kg} * m$$

$$M_y = -33,58 \text{ KN} * m$$

13) Empuje

$$N = -H * \text{sen } \theta * \cos \phi - W * R_1 * \theta * \text{sen } \phi$$

$$N = -12543,825 \text{ Kg}$$

$$N = -125,44 \text{ KN}$$

14) Cortante Lateral a través de la escalera

$$V_n = W * R1 * \theta * \cos \phi - H * \text{sen} \theta * \text{sen} \phi$$

$$V_n = 7371,992 \text{ Kg}$$

$$V_n = -73,72 \text{ KN}$$

15) Cortante radial horizontal

$$V_h = H * \cos \theta$$

$$V_h = -1617,15 \text{ Kg}$$

$$V_h = -16,17 \text{ KN}$$

Cálculo del acero

- **Diseño del momento negativo:**

$$d = t - r = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$$

$$M(-) = 162,19 \text{ KN} * m$$

➤ Profundidad del bloque de compresión:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] a$$

$$= 22,5 * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{162,19 * 100}{2, * 180 * 22,5^2}} \right] = 2,20 \text{ cm}$$

➤ La armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 2,5 * 2,2 * 180}{50}$$

$$A_s = 16,842 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1800 * 225}{500} = 1012,5 * \frac{1}{100} = 10,13 \text{ cm}^2 \\ A_{s2min} = \frac{1,4}{f_y} * b * d = \frac{1,4}{500} * 1800 * \frac{225}{100} = 11,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Disposición de las barras:

$$\phi b = 20mm \quad A_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 2,0^2}{4} = 3,1416 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{A_s}{A_b} = \frac{16,842}{3,1416} = 5,36 = 8 \text{ barras}$$

$$A_s = 8 * 3,1416 = 25,13 \text{ cm}^2$$

• **Diseño del momento positivo:**

$$d = t - r = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$$

$$M(+)= 33,58 \text{ KN} * m$$

➤ Profundidad del bloque de compresión:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] a$$
$$= 22,5 * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{3,358 * 100}{2,5 * 180 * 22,5^2}} \right] = 0,438 \text{ cm}$$

➤ **La armadura necesaria es:**

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 2,5 * 0,438 * 180}{50}$$

$$A_s = 3,349 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1min} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1800 * 225}{500} = 1012,5 * \frac{1}{100} = 10,13 \text{ cm}^2 \\ A_{s2min} = \frac{1,4}{f_y} * b * d = \frac{1,4}{500} * 1800 * \frac{225}{100} = 11,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se adopta:

$$A_s = 11,34 \text{ cm}^2$$

Disposición de las barras:

$$\phi b = 16mm \quad A_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} = 2,011 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{As}{Ab} = \frac{11,34}{2,011} = 5,64 = 6 \text{ barras}$$

$$As = 6 * 2,011 = 12,06 \text{ cm}^2$$

- **Esfuerzo a torsión**

$$\phi = 0,85T = 22,20 \text{ KN} * m \quad V = 73,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{3Mt_u}{\phi * \sum x^2 y} \quad \tau_u = \frac{3Mt}{\phi * t^2 * b} \rightarrow \tau_u = 0,0696 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{min} = 0,398 * \sqrt{f'c} \rightarrow \tau_{min} = 0,0629 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3,18 * \sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + (1,2 * \frac{v_u}{\tau_u})}}$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{\phi * b * d} = \frac{9,052 * 1000}{0,85 * 180 * 22,5} = 0,02141 \text{ KN/cm}^2$$

Reemplazamos:

$$\tau_{max} = \frac{3,18 * \sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + (1,2 * \frac{v_u}{\tau_u})}} \rightarrow \tau_{max} = 0,4297 \text{ KN/cm}^2$$

Verificación si es necesario armadura por efectos de torsión:

$$\tau_c = 0,2 * \tau_{max} = 0,2 * 0,4297 = 0,0859 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{si: } \tau_c < \tau_u \rightarrow 0,08595 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} > 0,05948 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \quad \text{No necesita armadura por torsión}$$

- **Diseño por corte y torsión**

$$Mt_u = M_s + M\tau_c \quad M\tau_c = \phi * \tau_c * \frac{\sum x^2 y}{3} \rightarrow M\tau_c = 0,0274 \text{ KN m}$$

El momento excedente el cual no soporta el hormigón, este será trabajado para el cálculo del acero necesario para el refuerzo

$$Mt_s = M_{Tu} - M\tau_c \quad Mt_s = 0,0222 - 0,0274 = -0,0052 \text{ KN m}$$

- **Longitudes de acero menos recubrimiento necesario:**

recubrimiento = 3cm

$$X_1 = t - 2r = 19cm$$

$$Y_1 = b - 2r = 174cm$$

$$r = 0.66 + 0.33 \left(\frac{Y_1}{X_1} \right) \leq 1.5 \quad r = 0.66 + 0.33 \left(\frac{174}{19} \right) \leq 1.5$$

$$r = 3,68 \leq 1.5 \quad r = 1,5$$

Se adopta:

$$\frac{A_o}{S} = \frac{M\tau_s}{\phi * r * X_1 * Y_1 * f_y} = \frac{0,0052 * 100}{0,85 * 1,5 * 19 * 174 * 50}$$

$$\frac{A_o}{S} = 0,0025 \frac{cm^2}{cm}$$

Cálculo de la cortante que soporta el hormigón:

$$V_c = \phi * v_c * b * d$$

Donde:

$$v_c = \frac{0.53 * \sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{\tau_u}{1.2 * v_u} \right)}} \rightarrow v_c = 0,0435 \text{ KN/cm}^2$$

Reemplazando:

$$V_c = 0,85 * 0,0435 * 180 * 22,5 = 149,77 \text{ KN}$$

Cálculo de la cortante excedente que no soporta el hormigón:

$$V_s = V_u - V_c \quad V_s = 73,72 \text{ KN} - 149,77 \text{ KN} = -76,05 \text{ KN} = 0 \text{ KN}$$

No necesita armadura por cortante ya que el hormigón puede soportar la carga.

- **Cálculo de la armadura transversal**

$$2 \frac{A_o}{S} + \frac{A_v}{S} = 0,005 \frac{cm^2}{cm}$$

Armadura Transversal Mínima:

$$2 \frac{A_o}{s} + \frac{A_v}{s} \geq 3.52 \frac{b}{f_y} \quad 0,005 \frac{cm^2}{cm} \geq 3,52 * \frac{180}{5000}$$

$$0,005 \frac{cm^2}{cm} \geq 0,127 \frac{cm^2}{cm} \quad \text{Se usará la armadura mínima}$$

Separación de las barras:

$$\phi b = 16mm \text{ (2 ramas)} \quad A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1,6^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para 2 ramas} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_b}{A_e} = \frac{4,02}{0,127} = 31,65 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 16mm \text{ c}/30cm$

16) Resumen de toda la armadura

Tabla 4.3 Tabla resumen de armado escalera helicoidal tramo 1 método Morgan

Resumen de la armadura							
M(-)	162,19 KN m		16,842 cm ²		8	ϕ 20mm	c/25cm
M(+)	33,58 KN m		3,349 cm ²		6	ϕ 16mm	c/30cm
V(-)			4,02 cm ²			ϕ 16mm	c/30cm

Fuente: Elaboración propia

4.3.3 RESULTADOS OBTENIDOS POR CYPECAD 2019

- Tramo N° 1

Tramo 1			
Ámbito	1,80m	Peso propio	6,25 KN/m ²
Espesor	0,25m	Peldañeado	2,13 KN/m ²
Contrahuella	0,18m	Solado	1,00 KN/m ²
Radio del ojo	1,00m	Barandillas	0,50 KN/m ²
Ángulo	204°	Sobrecarga de uso	4,00 KN/m ²
Desnivel que salva	3,60m	Hormigón	H-25
N° de escalones	20	Acero	AH-500
Planta final	Planta Alta	Rec. Geométrico	3,00cm
Planta inicial	Planta Baja		

Resultados:

Tabla 4.4 Tabla Resumen de armado de la escalera helicoidal tramo 1 Cypecad 2019

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø20 c/20	Ø16 c/20
B-B	Transversal	Ø20 c/20	Ø16 c/20
Reacciones (KN/m)			
Posición	Peso propio	Cargas muertas	Sobrecarga de uso
Arranque	22,5	12,7	13,6
Entrega	22,4	12,7	13,6

Fuente: Elaboración propia

4.4. GUÍA PARA LA INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE BERGMAN Y MORGAN CON EL PROGRAMA CYPECAD 2019

4.4.1 ANÁLISIS COMPARATIVO E INTERPRETACIÓN

Se realizó el cálculo estructural de los dos tramos de la escalera helicoidal por los métodos de Bergman y Morgan; obteniendo así las determinadas armaduras para el

momento negativo y positivo, también la armadura transversal para sus determinadas solicitaciones.

El objetivo de realizar estos cálculos por estos métodos de análisis, es de realizar un análisis comparativo e interpretación de los resultados con lo obtenido con el programa Cypecad 2019.

4.4.1.1 COMPARACIÓN DE CÁLCULO ENTRE MÉTODO DE BERGMAN Y CYPECAD 2019.

El método de Bergman se basa en un modelo matemático basado en transformar, el análisis de una escalera helicoidal a una escalera rectilínea en el plano horizontal de proyección.

- Realizando un análisis de la disposición de los armados, se puede evidenciar que tanto Bergman como Cypecad 2019, la variación de la disposición de armado es poca, debido a que el programa usa un margen de seguridad incrementando la disposición de armados longitudinales, en cambio con el método de Bergman da de resultado menos barras debido al espaciamiento que es superior al que dispone el programa, pero el espaciamiento es constante a lo largo de la sección, caso que no ocurre con el programa Cypecad 2019.

Tabla 4.5 Tabla comparativa de Bergman y Cypecad 2019

Armadura Cypecad 2019			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	10Ø20 c/20	10 Ø20 c/20
B-B	Transversal	39 Ø16 c/20	39 Ø16 c/20
Armadura Método Bergman			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	7 Ø20 c/25	6 Ø16 c/30
B-B	Transversal	Ø16 c/30	Ø16 c/30

Fuente: Elaboración propia

- La distribución de momentos se asemeja a la realidad, apreciando los máximos esfuerzos en los apoyos empotrados.
- Se usará el Acero Longitudinal necesario solo por los efectos de torsión. Momento torsor por el método de Bergman: $T=38,04 \text{ KN m}$

4.4.1.2 COMPARACIÓN DE CÁLCULO ENTRE MÉTODO DE MORGAN Y CYPECAD 2019.

El método de Morgan es un modelo basado en formulas empíricas a base de la utilización de tablas y ábacos.

Es importante también mencionar que los momentos generados por Morgan obedecen a una línea central de la escalera mientras que para el análisis y obtención de momentos máximos generados con la ayuda del software Cypecad 2019 obedecen al momento máximo generado en cada sección de estudio.

- Realizando un análisis de la disposición de los armados, se puede evidenciar que el método de Morgan se acerca un poca más a la disposición de programa, esto debido a que, a diferencia del anterior método, el método de Morgan al ser un procedimiento netamente empírico sobre dimensiona un poco más el armado.

La diferencia más notoria es espaciamento de las barras, que afectan al número de barras a disponer. Siendo así que el programa de requiere más barras para el armado.

Tabla 4.6 Tabla comparativa de Morgan y Cypecad 2019

Armadura Cypecad 2019			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	10Ø20 c/20	10 Ø20 c/20
B-B	Transversal	39 Ø16 c/20	39 Ø16 c/20
Armadura Método Morgan			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	8 Ø20 c/25	4 Ø16 c/30
B-B	Transversal	Ø16 c/30	Ø16 c/30

Fuente: Elaboración propia

- La distribución de momentos es incierta ya que solo se calcula con las fórmulas establecidas empíricamente.
- Momento torsor por el método de Morgan es de $T=22,20$ KN m

4.4.1.3 CONCLUSIONES GENERALES DEL APORTE ACADÉMICO

Como conclusión final, los métodos de Bergman y de Morgan; son dos metodologías que nos permite calcular escaleras helicoidales.

- En este estudio las dos metodologías nos dan resultados muy similares, tanto para el armado longitudinal y transversal.
- El método de Bergman se basa en un modelo matemático cuya disposición de armado longitudinal nos da de resultado menos armado que los demás.
- El método de Morgan es un método empírico basado en la utilización de ábacos; este método nos da resultados más cercanos al programa, la diferencia con el anterior es que al ser un método empírico el margen de seguridad es mayor al anterior.
- Por último, el programa Cypecad 2019 refleja un armado longitudinal de $10\text{Ø}20 \text{ mm } c/20\text{cm}$, armado transversal de $39\text{Ø}16 \text{ mm } c/20\text{cm}$. Se dará por valido la disposición del programa debido a que los anteriores métodos se los considera como métodos de verificación.

Tabla 4.7 Tabla comparativa de Bergman, Morgan y Cypecad 2019

Cuadro Comparativo			
Fuente	Tipo	Superior	Inferior
Método Bergman	Longitudinal	7 Ø20 c/25	6 Ø16 c/30
	Transversal	Ø16 c/30	Ø16 c/30
Método Morgan	Longitudinal	8 Ø20 c/25	4 Ø16 c/30
	Transversal	Ø16 c/30	Ø16 c/30
Cypecad 2019	Longitudinal	10Ø20 c/20	10 Ø20 c/20
	Transversal	39 Ø16 c/20	39 Ø16 c/20

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- En este trabajo se realizó el diseño estructural del nuevo Mercado Central del Valle de la Concepción del Municipio de Uriondo de acuerdo a la norma NB1225001, que garantice la seguridad y estabilidad de la estructura, para el beneficio de la población. Lo más importante fue la realización del diseño estructural que comprende: el dimensionamiento de los elementos estructurales, la determinación de la armadura y su posterior verificación. Por otro lado, cabe mencionar que se tuvo dificultades con el planteamiento arquitectónico.
- Se determinó a través del estudio de suelos mediante el ensayo de penetración estándar que el nivel de fundación debe estar a una profundidad de -2,00 m y con una capacidad portante de 2,00 kg/cm², Lo principal del estudio fue la obtención de la capacidad portante del suelo, la profundidad de fundación y por último la identificación de las características del suelo en el lugar de emplazamiento.
- Se realizó el análisis y diagnóstico de cargas que intervienen en la estructura: cargas permanentes, cargas vivas y cargas de viento. Lo más importante del análisis de cargas fue determinar la distribución de cargas que corresponde en cada planta y ver como responden los elementos de la estructurales, para que no exista un riesgo de colapso en uno de ellos.
- Realizando la comparación de resultados del programa con las verificaciones manuales, se evidenció que los resultados obtenidos manualmente concuerdan con los del programa; se realizó este análisis debido a que el programa es más conservador en la disposición de armaduras, longitudes de anclaje, etc.
- Se dispuso mayor armado base en las losas más grandes y solicitadas que están ubicadas en la planta terraza, en cambio en el resto que no tienen luces de gran tamaño, se dispuso de un armado base menor.
- En el diseño de las vigas y columnas se trató de buscar secciones uniformes y conforme al diseño arquitectónico para facilitar la metodología constructiva.
- Se introdujo nuevas columnas al diseño estructural, debido que, en algunos sectores entre la planta baja y la planta alta, las solicitaciones de carga que esta impuesta iba

a ocasionar excesivos esfuerzos, deformaciones mayores. Por lo tanto, se optó de añadir estas columnas para evitar alguna falla y así garantizar la seguridad.

- Realizando el análisis previo de los planos arquitectónicos, se evidenció que algunas columnas sufrían desplazamientos al cambiar de planta, además que algunas columnas desaparecían cambiando de plantas y que cortaban los ambientes afectándolo estéticamente y a su funcionabilidad. Por lo tanto, se tomó la decisión de mover las columnas para sigan un mismo eje hasta el final y también se pudo de mover las columnas para que no corten los ambientes.
- En el diseño arquitectónico, se presenta una columna central que servirá como apoyo de la escalera helicoidal. Por lo tanto, se tomó la decisión considerando el aspecto económico y el impacto que haría a las fundaciones tener una columna maciza de radio 1,00 m; por estos motivos se planteó que la columna central sea una columna hueca conformada por muros de hormigón con un espesor de 0,20 m, en su fundación se dispuso de una losa de cimentación
- El diseño arquitectónico cuenta con una estructura metálica de tipo cúpula en la planta de la terraza, está destinada a cubrir la escalera helicoidal hacia la terraza. El diseño de esta estructura metálica se realizó con el programa Sap2000.V-23; en el cual se dispuso que el acero sea laminado en caliente A36 Ksi, por otra parte, la estructura estará compuesta por perfil tubo rectangular y la cubierta está conformada de policarbonato.
- En el diseño de las fundaciones, según lo recomendado por el estudio de suelos que el suelo tiene una buena resistencia portante. Se dispuso que las fundaciones sean las siguientes: zapatas centrales, esquineras y medianeras; estas están unidas por vigas arriostre y vigas centradoras para que absorban lo momentos y evitar que las zapatas tengan excesivo diseño geométrico.

Por último, la columna central cuenta con una losa de cimentación, debido a que es una columna hueca compuesta por muros de hormigón armado.

- El costo estimado del proyecto de la fase de obra bruta, se realizó mediante el análisis de precios unitarios, que resultó un costo de 3.809.185,80 (Son: Tres

millones ochocientos nueve mil ciento ochenta y cinco 80/100 bolivianos). Esto implica un costo de 5.554,93 Bs/m².

- El tiempo para la construcción de obra bruta del proyecto es de 180 días calendario.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda al momento de realizar el estudio de suelos, asegurarse que los pozos de estudio se ubiquen donde consideremos que está trabajando los elementos con mayor sollicitación, además de intentar que los puntos de ensayo estén ubicados en sectores diferentes para tener una mayor apreciación del lugar.
- Se recomienda uniformizar los elementos estructurales, esto para reducir el gasto económico de los encofrados y facilitar construcción.
- Para aprovechar la excavación de las fundaciones; se recomienda plantear la incorporación de una planta de sótano con el objetivo para lugar de estacionamiento
- Se recomienda para el diseño de las vigas y columnas, analizar muy bien las dimensiones que se adoptan, porque existe el caso de que no cumpla los recubrimientos y espaciamientos mínimos que estipula la norma.
- Se recomienda analizar con mucho detalle los planos arquitectónicos ya que puede haber errores que interfieran negativamente al desarrollo del proyecto.
- Se recomienda como material de cubrición de la cubierta metálica, usar teja colonial para seguir con el diseño colonial del Valle de la Concepción.
- En el diseño de estructuras metálicas, se debe dar mayor importancia al momento de escoger los perfiles, cumpliendo las normativas de diseño con perfiles más económicos, teniendo un mejor aprovechamiento de sus propiedades en cuanto a resistencia y que sean estéticamente agradables.
- En lo posible los perfiles a escoger deben de ser los perfiles accesibles y comerciales de la zona, ya que escoger alguno que no está disponible incrementaría los costos.
- Se recomienda que cuando se diseñen losas reticulares se realicen las verificaciones para el uso de ábacos, como así también las verificaciones en la transición de ábaco con los nervios de las losas.