

1 ANTECEDENTES

1.1 El Problema

La construcción del centro de salud Iscayachi, se determinará en base a la actividad principal que se da en un centro de salud acorde a las necesidades del nivel de atención de estas características.

El proyecto se encuentra en etapa de pre inversión por lo que el problema es la falta del cálculo estructural de la infraestructura en dicha institución, el cual fue desarrollado a lo largo de este trabajo, basado en conocimientos sólidos de cómo estructurar, diseñar y evaluar los diferentes elementos estructurales que intervienen en este tipo de estructuras, para realizar un cálculo objetivo y de esta manera obtener un diseño eficiente, de alta calidad, y a la vez nos permita reducir los costos de construcción de la estructura al contar con un cálculo que cumpla con los parámetros establecidos según normativa vigente regulada dentro de nuestro país y no llegue a ser sobredimensionado.

La demanda para la construcción del edificio para el centro de salud Iscayachi se prioriza a raíz de poder dotar de una infraestructura adecuada para la realización de atención a toda la población de la comunidad de Iscayachi y su zona aledaña.

Por lo tanto, tomando en cuenta los aspectos antes mencionados el diseño del proyecto debe cubrir no solo las necesidades actuales sino todos los requerimientos que en futuro se lleguen a presentar.

1.1.1 Planteamiento

La población de la comunidad de Iscayachi y comunidades aledañas no cuentan con una adecuada comodidad y que responda a las exigencias de la población para una mejor atención de salud debido a la falta de una infraestructura de centro de salud.

Se tiene el lugar de emplazamiento de obra se tiene el diseño arquitectónico, pero no cuenta con el diseño estructural, sabiendo que el problema radica en falta de una infraestructura acorde a la cantidad de personas de la comunidad y nuevos tiempos. En la cual el trabajo consiste en realizar el diseño estructural.

1.1.2 Formulación

Se debe verificar que la alternativa de solución se sea la más conveniente técnica y económicamente, de tal manera se presentan las siguientes alternativas de planteo estructural:

- Alternativa 1.- Zapatas aisladas de H°A°, pórticos de H°A°, losa alivianada, cubierta con cercha metálica.
- Alternativa 2.- Cimiento corrido de H°A°, pórtico de H°A°, losa maciza, cubierta con reticulados de madera.
- Alternativa 3.- losas de fundación de H°A°, muros portantes, losa alivianada, cubierta con cercha de madera.

1.1.3 Sistematización

De la alternativa planteada en el perfil del proyecto se deberá elegir un esquema de la estructura de sustentación para la infraestructura, se ha definido realizar lo siguiente.

Realizando un análisis de las alternativas que este posee para la construcción en la cual la primera alternativa es la más apropiada técnica (planteamientos estructurales) y económicamente.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Realizar el Diseño Estructural del Centro de Salud con internación Iscayachi Municipio el Puente Tarija, utilizando como guía la norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, utilizando el programa Cypecad, para el diseño y realizar la verificación manualmente de los elementos estructurales más solicitados.

1.2.2 Específicos

- Realizar el levantamiento topografía del área de proyecto.
- Realizar el estudio de suelo con el equipó SPT para determinar la capacidad portante de suelo.

- Realizar una verificación manual de los elementos estructurales más solicitados, en base a los resultados técnicos obtenidos (valores de solicitaciones máximas), siguiendo las recomendaciones de la norma.
- Realizar el diseño de la estructura metálica de sustentación de cubierta aplicando método de diseño AISI-LRFD.
- Elaborar los planos constructivos de H°A° para la construcción del proyecto.
- Realizar el computo métrico para obtener los costos del proyecto.
- Realizar el cronograma de ejecución del proyecto.

1.3 Justificación

1.3.1 Académico

El desarrollo del siguiente proyecto tiene como propósito profundizar los conocimientos académicos adquiridos con los cursos propios de la carrera durante los años de estudio.

Tiene como objetivo principal brindar al estudiante una presentación más clara y desarrollada de los conceptos teóricos y aplicación del diseño estructural.

Logrando de esta manera la culminación de la etapa de preparación académica obtener el grado de licenciatura en ingeniería civil.

1.3.2 Técnico

Se utilizará el programa Cypecad para efectuar el diseño y cálculo de la infraestructura y dando su respectiva verificación de forma manual aplicando los conocimientos aprendidos. Se hará uso de normas vigentes debido a que el avance de la ciencia está en continuo cambio.

1.3.3 Social

Con la finalidad de contribuir a la población de la comunidad de Iscayachi con el diseño estructural “Centro de salud con internación” que brindara a la gente de la comunidad seguridad para que su atención no sea limitada por deficiencias de la estructura. Es necesario cumplir con las características específicas del sector para brindar una calidad de vida de los usuarios, tendrán todos los ambientes necesarios, beneficiando a un gran número de comunarios.

1.4 Alcance del proyecto

El presente trabajo es realizar el diseño estructural de Centro de Salud para proporcionar a la comunidad para el beneficio de los habitantes también comprende el análisis y dimensionamiento de la estructura dentro del código de la norma boliviana del hormigón CBH-87 y el cálculo estructural. Así también un presupuesto correspondiente al diseño estructural. Debido a que el proyecto se enfoca principalmente al diseño estructural por lo tanto no se realiza los diseños de ningún tipo de instalaciones como ser sanitario agua potable e instalación eléctrica.

1.4.1 Resultados logrados

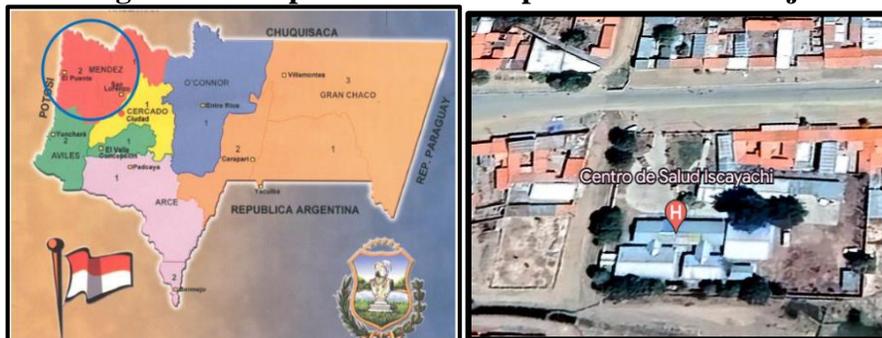
En el desarrollo de la propuesta diseño estructural del centro de salud se han logrado los siguientes resultados que deberán desarrollarse a lo largo de la asignatura.

- La validación del estudio de suelos.
- Diseño de los elementos estructurales en base a la norma boliviana CBH-87 garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.
- Los cómputos métricos, en función a los resultados obtenidos con utilización de planillas en Excel.

1.5 Localización del proyecto

El emplazamiento del proyecto, Diseño Estructural “Centro de Salud con Internación” se encuentra ubicado en la comunidad de Iscayachi, municipio el Puente de la provincia Méndez del departamento de Tarija entre las coordenadas geográficas 21°25'60" de latitud Sur y 64°57'44" de longitud oeste y una altitud 2892 m.s.n.m.

Figura 1.1. Mapa Política del departamento de Tarija



Fuente: Internet

1.5.1 Información socioeconómica relativo al proyecto

Los pobladores de la localidad están aptos y con intenciones de ser contratados como mano de obra contando con albañiles y ayudantes para el beneficio del proyecto.

a) Transporte: La accesibilidad se da mediante una carretera asfaltada hasta la comunidad de Iscayachi.

b) Disposición de servicio básicos

La comunidad de Iscayachi en la cual se propone la construcción del centro de salud cuenta el servicio de agua potable y el alcantarillado sanitario el cual no está distribuido en toda la comunidad.

c) Energía eléctrica

Actualmente la cobertura de energía eléctrica por parte de SETAR (servicios eléctricos Tarija). La mayoría de las viviendas cuenta con el servicio eléctrico, en la cual cuenta con servicio de baja y alta tensión y tiene acceso a cables de media tensión lo cual es indispensable para la cantidad de potencia necesaria para el centro de salud con internación.

2 CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales y sus características de trabajo, la metodología y los criterios a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto.

2.1 Levantamiento Topográfico

Para todo proyecto de edificación es recomendable realizar un levantamiento topográfico, más aún si se trata de una obra de gran magnitud, con el objeto de determinar las características más sobresalientes del terreno (determinación de cortes o rellenos).

2.1.1 Definición de levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es un estudio técnico y descriptivo de un terreno, examinando la superficie terrestre en la cual se tienen en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, pero también sus variaciones y alteraciones, se denomina a este acopio de datos o plano que refleja al detalle y sirve como instrumento de planificación para edificaciones y construcciones.

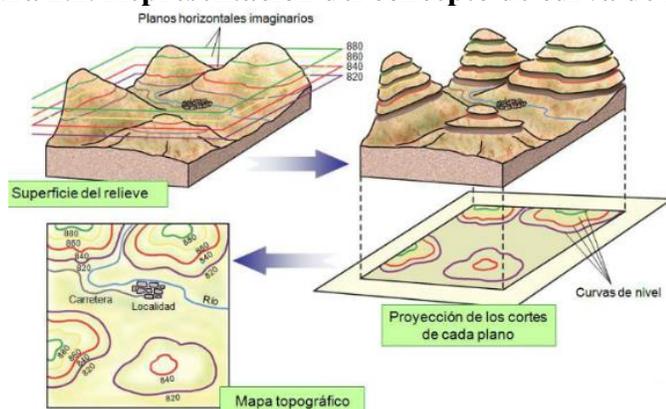
Curvas de nivel

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas de relieve de la superficie del terreno ya que permite determinar en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto en el terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno.

Una curva de nivel es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intersecta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Y es que el sistema de representación de curvas de nivel podemos visualizarlo como un corte en la superficie del terreno con un conjunto de planos paralelos entre sí, que deberán de estar separados por una distancia, que, en casi todas las ocasiones, es igual.

Figura 2.1. Representación del concepto de curva de nivel



Fuente: Geodesia y topografía – José Manuel Millán

2.2 Estudio de suelos

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar, el estudio de suelo nos permite conocer:

Las características físicas, químicas y mecánicas del suelo, su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen, ubicación de cuerpos de agua (capa freática) si lo hay, profundidad a la que deberá hacer las fundaciones.

2.2.1 Granulometría

Granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. El método mecánico se usa en caso de que los suelos sean granulares lo que permite fácilmente determinar los porcentajes de grava y arena mediante el uso de un juego de tamices.

Tabla 2.1: Escala Granulométrica

Partícula	Tamaño
Arcilla	<0.002mm
Limos	0.002-0.06mm
Arenas	0.06-2mm
Gravas	2-60mm
Cantos rodados	60-250mm
Bloques	>250mm

FUENTE: Texto guía laboratorio de mecánica de suelos U.A.J.M.S

Esto se realiza con ayuda de un juego de mallas que tiene un tamaño graduado establecido por la norma ASTM y AASHTO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica.

Si bien se realiza una distribución de tamaños, esto no coincide en la forma que puedan tener los granos de suelo, ya que al retener material en una malla se observa diferentes tamaños y el porcentaje que se calcula está basado estrictamente en los pesos que se retiene en la malla, referido al peso total que se utiliza en el ensayo. El factor fundamental del ensayo es la curva granulométrica, que se dibuja en una escala logarítmica.

Tabla 2.2: Serie de tamices A.S.T.M.

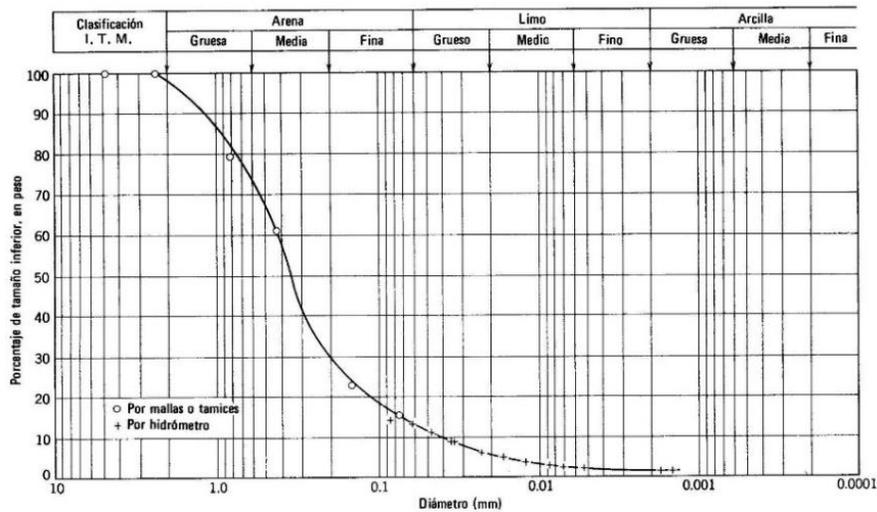
TAMIZ	3"	2"	1 ½"	½ "	¾"	3/8"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
D(mm)	75	50	37.5	25	19	9.5	4.75	2	0.475	0.075

FUENTE: Texto guía laboratorio de mecánica de suelos U.A.J.M.S

Método para suelos finos (método lavado)

- Este método se usa para el material que pasa por el tamiz Nº10, donde también se puede realizar con una presentación menor del peso total. Esto quiere decir que se puede usar un peso de 300gr aproximadamente.
- La muestra se debe dejar reposar en agua hasta que este saturado completamente, logrando que el suelo se forme una pasta suave, con características similares al barro o lodo. Generalmente un tiempo de 24 horas o más y un tiempo más corto utilizar 5 horas.
- Sin perder material se introduce a la malla Nº200 luego con ayuda del agua se puede lavar el suelo hasta que el agua pasante tome aspectos más claros sin sedimentación.
- Luego el material que se retiene en la malla Nº200 disponer dentro de un recipiente para realizar un secado del suelo y proceder a tamizar por las mallas Nº40 y Nº200.
- Pesar el material en cada malla dispuesto para el fino.

Figura 2.2: Curva Granulométrica

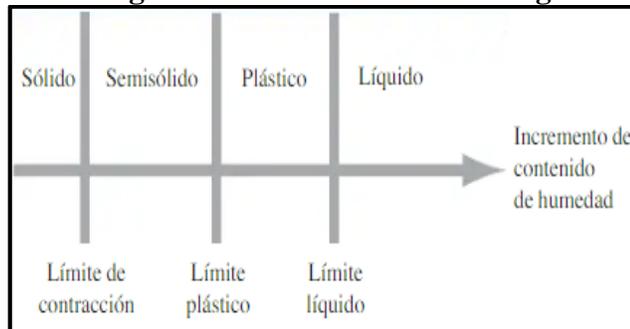


Fuente: Mecánica de Suelos

2.2.2 Consistencia de suelo

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, aunque su comportamiento varío a lo largo del tiempo. Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo puede existir cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando este seco. Al agregarle agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido.

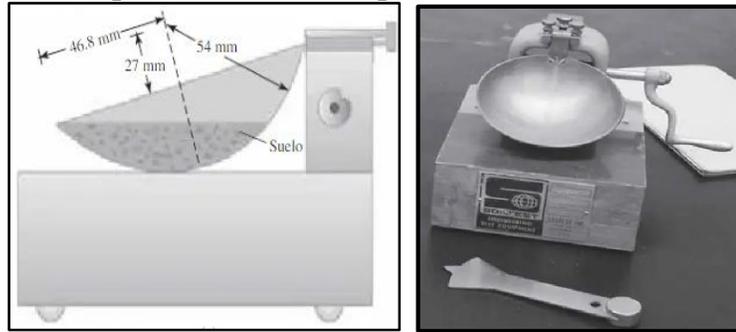
Figura 2.3: Límites de Atterberg



Fuente: Fundamento geotecnia Braja M. Das

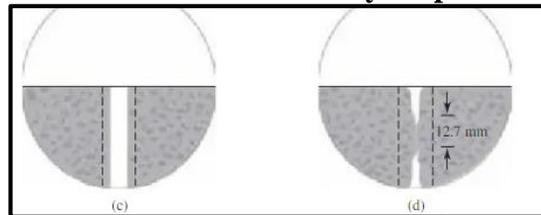
Límite líquido (LL): Es un contenido de humedad en porcentaje, que presenta un suelo cuando a los 25 golpes del aparato de Casagrande, se cierra la abertura una longitud de 12mm hecha con ranurador que se encuentra normalizado.

Figura 2.4: Dispositivo de limite liquido herramienta de casa grande



FUENTE: Fundamento geotecnia Braja M. Das

Figura 2.5: Porción del suelo antes y después de la prueba



Fuente: Fundamento geotecnia Braja M. Das

Limite plastico (LP): Es el contenido de humedad en porcentaje con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3mm empieza a producir grietas y desmoronamientos. Para esto, se realiza una mezcla de agua y suelo lo cual se amasa entre los dedos en una superficie inerte (vidrio) hasta conseguir un cilindro de 3mm de diametro, el cual corresponde al limite plastico. Se recomienda realizar este procedimiento 3 veces.

Figura 2.6: prueba de limite plástico



Fuente: Internet

Índice de plasticidad (IP): Es la diferencia numérica entre el limite líquido y el limite plástico, el cual indica el margen de humedades dentro del cual el suelo se comporta plásticamente.

$$IP = LL - LP$$

2.2.3 Sistema de Clasificación de suelos

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril, actualmente se tiene dos sistemas de clasificación que se usan

la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos estos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.2.3.1 Sistema de clasificación S.U.C.S

El sistema S.U.C.S clasifica los suelos en base a su granulometría los límites de Atterberg y el contenido en materia orgánica. A continuación, se muestra dicha clasificación junto con los símbolos empleados en la misma, así como una descripción de las propiedades esperables de los grupos diferenciados.

Tabla 2.3: Tipos de Suelo

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
G	Gravas o suelo gravosos
S	Arena o suelo arenoso
W	Bien graduado
C	Arcilla inorgánica
P	Mal graduado
M	Limo inorgánico o arena fina

Fuente: Texto guía laboratorio de mecánica de suelos U.A.J.M.S

Suelos que contienen arcillas que se consideran de media a alta plasticidad

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
M	Limo inorgánico o arena muy fina
C	Arcilla
O	Limos, arcillas y mezclas con alto contenido de material orgánico
L	Baja a mediana compresibilidad (LL<50%)
H	Alta compresibilidad (LL>50%)

FUENTE: Texto guía laboratorio de mecánica de suelos U.A.J.M.S

2.2.3.2 Sistema de clasificación AASHTO

Un enfoque general, se basa en que esta clasificación toma de mano la granulometría y la plasticidad de un suelo como las características principales para poder definir asociaciones que obedecen a rangos empíricos de clasificación.

La clasificación está basada en el tamaño del grano y en la plasticidad; de acuerdo a este sistema el suelo es clasificado en siete grupos principales desde A-1 hasta A-7; los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son suelos gruesos granulares con un 35% o menos que pasa la malla 200, y los que presentan una cantidad superior que pasa la malla 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7, son suelos finos o limosos y arcillosos.

Índice de grupo: Es un factor de evaluación que determina la calidad del suelo a través de características similares en grupo de suelos, el índice de grupos es muy importante en el diseño de espesores.

a =%pasa N°200 – 35% (Si %N°200>75, se anota 75, si es <35, se anota 0)

b =%pasa N°200 – 15% (Si %N°200>55, se anota 55, si es <15, se anota 0)

c =limite liquido – 40% (Si LL>60, se anota 60, si es <40, se anota 0)

Tabla 2.4: Clasificación de suelo método AASHTO (material granular)

Clasificación general	Material Granular (35% o menos del total pasa N°200)						
	A-1		A-3	A-2			
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
(% que pasa)							
N°10	50max						
N°40	30max	50max	51min				
N°200	15max	25max	10max	35max	35max	35max	35max
Características de la fricción que pasa por el tamiz N°40							
Limite liquido				40max	41min	40max	41min
Índice de plasticidad	6max		NP	10max	10max	11min	11min
Índice de grupo	0	0	0	0	0	4max	4max
Tipo de material	Fragmento pétreo gravas		Arena fina	Gravas y arenas limosas y arcilla			

Fuente: Fundamento geotecnia Braja M. Das

Tabla 2.4.1: Clasificación de suelo método AASHTO (material limo-Arcilloso)

Clasificación general	Material limo arcilloso			
	A-4	A-5	A-6	A-7
				A-7-5a
				A-7-6b
N°10				
N°40				
N°200	36min	36min	36min	36min
Características de la fricción que pasa el tamiz N°10				
Limite liquido LL	40max	41min	40max	41min
Índice de plasticidad IP	10min	10max	11min	11min
Índice de grupo	8max	12max	16max	20max
Para A-7-5 $IP \leq LL-30$				
Para A-7-6 $IP \geq LL-30$				
Tipo de material	Suelos limosos		Suelos arcillosos	

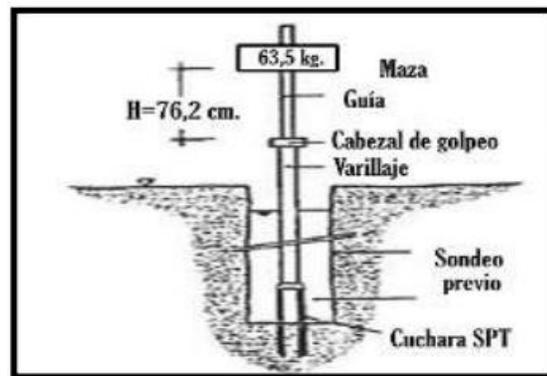
Fuente: Fundamento geotecnia Braja M. Das

2.2.4 Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar o SPT, es un tipo de prueba de penetración dinámica empleada para ensayar terrenos en los que queremos realizar un estudio geotécnico.

Es el ensayo más empleado en la realización de sondeos, y se lleva a cabo en el fondo de la perforación.

Figura 2.7: Ensayo S.P.T



Fuente: Ensayo de S.P.T.– Ingeniería Geológica, Estudios Geotécnicos

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca una determinada profundidad una punta muy robusta el peso de la masa y la altura de caída libre están normalizados, siendo de 63.5 kg y 76 cm respectivamente.

El ensayo de penetración estándar SPT es ampliamente utilizado en exploración geotécnica ya que existen diversas correlaciones con el número de golpes del ensayo N, y algunas propiedades del suelo que son de gran importancia en el diseño de fundaciones. Generalmente se extraen muestras del suelo que posteriormente se analizan y determinan su granulometría, límites de Atterberg y su clasificación por métodos conocidos normalmente los métodos A.A.S.H.T.O y Unificado.

Presión admisible: Los investigadores Terzaghi y Peck han dado los valores de los coeficientes N_y y N_q de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible en zapatas empotradas o superficiales. En medios coherentes, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y arenas, y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

Tabla 2.5: Consistencia de arcillas / resistencia según el N° de S.P.T

N°	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a Compresión simple (kg/cm ²)
2	Muy blanda	0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
4-8	Media	0.50-1
8-15	Compactada	1-2
15-30	Muy compactada	2-4
30	Dura	4-8

FUENTE: (Karl Terzaghi 1973)

Tabla 2.6: Densidad relativa de arenas según los ensayos de S.P.T

N	Compacidad de la arena
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Mediante compacta
30-50	Densa
Más de 50	Muy densa

FUENTE: (Karl Terzaghi 1973)

2.3 Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura es de un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

2.4 Planteamiento estructural

Se predispone los siguientes elementos estructurales.

- Estructura de sustentación de la cubierta.
- Estructura de sustentación de la edificación.
- Estructura entrepiso.
- Estructura de cimentación.

2.4.1 Estructura de sustentación de cubierta

El diseño de la estructura de sustentación de la cubierta, es realizado por el método de diseño por factores de carga y resistencia (L.R.F.D.), que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

2.4.1.1 Análisis de carga

Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural. Según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos tipos: Acciones estáticas, que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos; y Acciones dinámicas, que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

Combinaciones de carga para la cubierta

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar magnitudes de las cargas vivas y muertas. Las combinaciones usuales de cargas consideradas en el LRFD están dadas por:

Método LRFD

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L + 0.5 \times (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- $1.2D + 1.6 \times (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5 \times (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.25$

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva debido a equipo y ocupación

Lr: Carga viva de techo

W: Carga viento

E: Carga por sismo

S: Carga de nieve

R: Carga de lluvia o hielo sin incluir el encharcamiento

Carga de viento

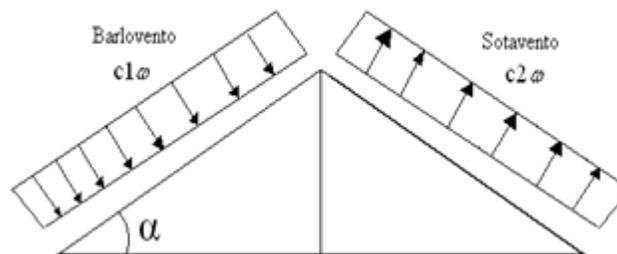
Es producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies en las que incide.

Es otra sobrecarga variable. Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Sobre una edificación tiene dos acciones:

- **Presión:** Depende en mayor medida de la velocidad, también va a depender de la altura de la construcción.
- **Succión:** Depende del ángulo de inclinación del agua.

Las superficies normales al viento sufren presión en su cara a barlovento (la que mira al viento) y succión en la de sotavento (la respaldada). Dependiendo de la inclinación, en unos puntos la acción será presión y en otra succión.

**Figura 2.8: Acciones del viento proveniente de izquierda a derecha
Barlovento y Sotavento**



Fuente: Elaboración Propia

- **Dirección del viento:** Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos. En casos especiales, por ejemplo: estructuras reticuladas abiertas, construcciones con caras dentadas o con estructura oblicua a las fachadas, se estudiará además su acción en las direcciones sesgadas que resulten más desfavorables.

- **Sobre carga de viento:** El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento una sobrecarga unitaria P en

la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$W = C \times P$$

Donde:

C = Coeficiente eólico positivo para presión o negativo para succión

P = Presión dinámica del viento

W = Sobrecarga unitaria del viento

Presión dinámica del viento: El viento de velocidad v (m/s) produce una presión dinámica W en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

$$P = \frac{V^2}{16}$$

V = velocidad del viento m/s

Tabla: 2.7 Coeficiente eólico de sobrecarga

Situación Angulo de incidencia del viento	Coeficiente eólico en:					
	Superficie plana		Superficie curvas rugosas		Superficie curvas muy lisas	
	A barlovento c ₁	A sotavento c ₂	A barlovento c ₃	A sotavento c ₄	A barlovento c ₃	A sotavento c ₄
En remanso 90°- 0°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
En corriente						
90°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
80°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4
70°	+0.8	-0.4	+0.8	-0.4	+0.4	-0.4
60°	+0.8	-0.4	+0.4	-0.4	0	-0.4
50°	+0.6	-0.4	0	-0.4	-0.4	-0.4
40°	+0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.8	-0.4
30°	+0.2	-0.4	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4
20°	0	-0.4	-0.8	-0.4	-1.6	-2.0
10°	-0.2	-0.4	-0.8	-0.4	-2.0	-2.0
0°	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-2.0	-2.0

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CH-87

Dirección de viento: Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan

las acciones más desfavorables. Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

2.4.1.2 Diseño de los elementos de cercha metálica

El diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método de diseño en base a factores de carga y resistencia. (Manual of Steel Construction Load resistance factor design).

2.4.1.2.1 Elementos sometidos a tensión

El diseño de elementos sometidos a tracción implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas. Un miembro puede fallar al alcanzarse en él uno de los estados límite: Deformación excesiva o fractura. Para prevenir una deformación excesiva, iniciada por fluencia, la carga sobre la sección total debe ser suficientemente pequeña para que el esfuerzo sobre la sección total sea menor que el esfuerzo de fluencia. Para prevenir la fractura el esfuerzo sobre la sección neta debe ser menor que la resistencia por tensión.

Resistencia por fluencia:

$$P_u \leq \phi \times F_y A_g \quad ; \quad A_g \geq \frac{P_u}{\phi \times F_y}$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de límite por fluencia

$\phi = 0.9$ Resistencia de diseño a la tensión método LRFD

P_u = Combinación de cargas factorizadas

Resistencia por fractura o rotura:

$$P_u \leq \phi \times F_u \times A_e \quad \text{o} \quad A_e \geq \frac{P_u}{\phi \times F_u}$$

Donde:

F_u = Esfuerzo límite por fractura o rotura.

$\phi = 0.75$ Resistencia de diseño a la fractura por tensión método LRFD.

P_u = Combinación de cargas factorizadas.

$$A_{\text{neta}} = U \times A_{\text{bruta}}$$

U = factor de reducción para conexiones soldadas 0.85

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si:

$$r \geq \frac{L}{300}$$

Dónde:

r = Radio de giro mínimo de la sección transversal.

L = Longitud del elemento.

2.4.1.2.2 Elementos sometidos a compresión

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse.

La resistencia de compresión nominal P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo torsional.

$$P_n = F_{cr} \times A \quad P_u \leq \phi \times P_n$$

Donde:

P_u = Suma de las cargas factorizadas

P_n = Resistencia nominal por compresion igual a: $A_g \times F_{cr}$

F_{cr} = Esfuerzo critico de pandeo

ϕ = factor de resistencia para miembros en compresion 0.85

Longitud efectiva

El factor de longitud efectiva, K , para calcular la esbeltez de columna, KL/r , debe ser determinada de acuerdo:

$$l_{efec} = k \times L$$

Pandeo por flexión de miembros sometidos a compresión

Son los elementos que soportan una carga de compresión axial. Ésta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del elemento centroidal, pero a cierta distancia del mismo.

El esfuerzo en los elementos metálicos sometidos a esfuerzos por compresión, se obtienen con la ecuación de Euler.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \times E}{(k \times l/r)^2}$$

Donde:

K = factor de forma efectiva

E = Modulo de elasticidad

Figura 2.9: valores de K, Teóricos y de diseño para columnas con diversas condiciones en sus extremos

<i>K</i> teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
κ de diseño que se recomienda	0.65	0.80	r.z	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos						
	Rotación fija	Rotación libre	Rotación fija	Rotación libre	Traslación fija	Traslación libre
					Traslación fija	Traslación libre
					Traslación libre	Traslación libre

Fuente: McCormac

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{K \times L}{\pi \times r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma:

$$\lambda_c = 1.5$$

Las ecuaciones AISI para el esfuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para $\lambda_c \leq 1.5$ columnas inelásticas cortas o intermedias

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

Para $\lambda_c > 1.5$ columnas elásticas o largas

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} \times F_y$$

2.4.1.2.3 Diseño de uniones (uniones o soldados)

Se debe tener una mayor consideración en las uniones, esto debido a que, las pruebas de laboratorio en fallas estructurales en celosías han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales.

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. Fuente: (McCormac, pág. 454)

Resistencia de soldadura

La resistencia de diseño, ϕR_n o la resistencia admisible, R_n/Ω , de juntas soldadas debe ser el valor menor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia, como se menciona a continuación:

- Para el metal base.

$$R_n = F_y \times A_{BM}$$

- Para el metal de la soldadura

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

Donde:

F_y = Tensión nominal del metal base, KN/cm² (MPa).

F_{nw} = Tensión nominal del metal de soldadura, KN/cm² (MPa).

A_{BM} = área de la sección transversal del metal base, cm²

A_{we} = área efectiva de la soldadura, cm²

Alternativamente, para soldaduras se permite determinar la resistencia disponible de la siguiente forma:

$$\phi = 0.75 \text{ LRFD}$$

2.4.2 Estructura de sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación la estructura será construida por varios pórticos los pórticos estarán compuesto por vigas, columnas de sección cuadra y estarán sometidos a cargas gravitacionales o de peso propio.

- Estructura de sustentación de la edificación porticada con elementos estructurales de Hormigón Armado.
- Cimentación de Hormigón Armado.

2.4.3 Fundación

Las fundaciones o cimentaciones de la estructura están en función principalmente del tipo de suelo de fundación el cual según los análisis de campo en tanto como los de laboratorio

hacen conocer que se trata de un buen suelo de fundación en cuanto a resistencia se refiere por lo tanto se establece que el tipo de fundación apropiada tanto técnico como económicamente es zapatas aisladas como se observa en la siguiente figura.

2.5 Diseño estructural

El proyecto comprende un diseño técnico siguiendo la norma boliviana CBH-87 para el hormigón Armado. Se entiende por diseño estructural a la determinación de la capacidad resistente de los elementos de un sistema estructural y de su conjunto en sí.

Análisis de carga

La información general acerca de las cargas a imponer sobre la estructura viene dada generalmente en las especificaciones y en las normas. Básicamente es parte de la responsabilidad del diseñador especificar las condiciones de cargas y tener cuidado en los casos especiales. Las cargas pueden clasificarse en cinco tipos:

- a) **peso propio:** son las que corresponden a la acción del peso del elemento resistente que se calcula, con exclusión de las cargas propias que actúan sobre él.
- b) **Carga permanente:** corresponde al peso de las cargas muertas, piso, mampostería, y otros elementos de presencia permanente y que son la estructura resistente.
- c) **Sobrecarga de servicio:** Cargas debidos a la ocupación y uso o servicio que presta la estructura. Por ejemplo, peso de personas y muebles en edificios, mercadería en depósitos, vehículos en puentes, etc.
- d) **Acción del viento:** Es la producida por la presión y succiones que el viento origina sobre la superficie.

2.5.1.1 Bases de cálculo del hormigón armado

La Seguridad

El proceso general de cálculo de estructura de hormigón armado según las normas entre ellas la norma boliviana del hormigón armado CBH-87, corresponde al método de los estados limites (E.L.U.). dicho cálculo trata de reducir a un valor suficientemente bajo, la probabilidad siempre existe de que sean alcanzados una serie de estados límites, entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura fuera de servicio (o sea, que ya no es capaz de cumplir la función para la cual fue construida).

2.5.1.2 Estados límites

Toda la estructura debe reunir las condiciones adecuadas de seguridad funcionalidad y durabilidad con objeto de que pueda rendir el servicio para qué ha sido proyectadas.

a) Estados límite últimos (ELU), son los que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que esta cumpla.

- Equilibrio: defino por perdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).
- Agotamiento: Definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de unas varias secciones de los elementos de la estructura.
- Fatiga: Caracterizado por la rotura de algunos de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga Bajo la acción de las cargas dinámicas
- Adherencia: caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodeado.

b) Estados límites de servicio (ELS, también llamado estados límite de utilización): que corresponde a la máxima capacidad resistente de servicio de la estructura.

- Deformación: caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura (se estudia de estructura o elemento estructural).

Hipótesis de carga más desfavorables

Para cada estado límite, se consideran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable es decir para aquella combinación de acciones tales que, siendo compatible su actuación simultanea produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los estados límites.

$$\text{Hipotesis I: } \gamma_{fg} \times G + \gamma_{fg} \times Q$$

$$\text{Hipotesis II: } 0.9 \times (\gamma_{fg} \times G + \gamma_{fg} Q) + 0.9 \times \gamma_{fg} \times G + \gamma_{fg} \times W$$

$$\text{Hipotesis III: } 0.8 \times (\gamma_{fg} \times G + \gamma_{fg} \times Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Donde:

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

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

Qeq = valor característico de las cargas variables de explotación de nieve, del terreno, más acciones indirectas con carácter variable, durante acción sísmica

W = valor característico de la carga de viento

Weq = valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. Se tomará Weq=0

Feq = valor característico de la acción sísmica.

γ_{fg} = coeficiente de las cargas permanente si su efecto es favorable 0.9 y si es desfavorable 1.60

2.5.2 Estructura de sustentación de la edificación

2.5.2.1 Hormigón armado

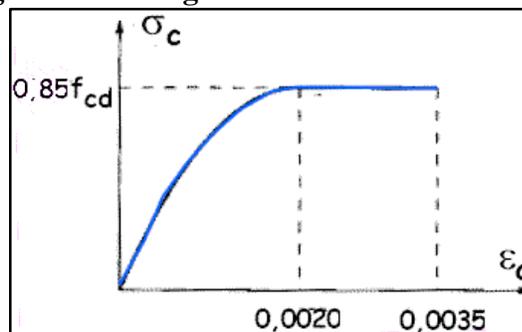
Diagrama real tensión-deformación

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales en los estados limites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes.

Diagrama parábola rectángulo:

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

Figura 2.10: Diagrama Parábola - Rectángulo



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón, a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3.5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0.85 F_{cd}$. La ecuación de la parábola es:

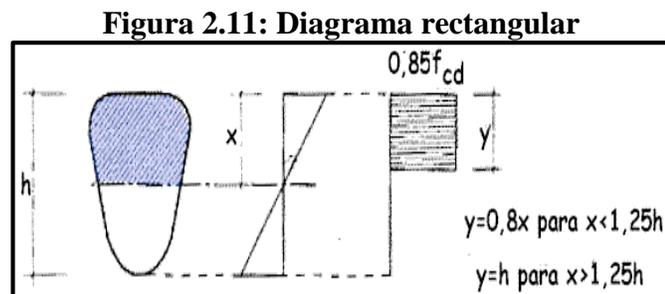
$$\sigma_c = 850f_{cd} \times \epsilon_c (1 - 250\epsilon_c)$$

Donde

ε_c = esta expresado en fracción decimal

Diagrama rectangular

Consiste en sustituir el diagrama parábola rectángulo de tensiones en el hormigón, por un diagrama rectangular equivalente de modo que la tensión sea constante. Formado por un rectángulo, cuya altura (y) es igual a $0.80 x$, siendo “ x ” la profundidad del eje neutro y “ y ” el ancho $0.85 F_{cd}$.



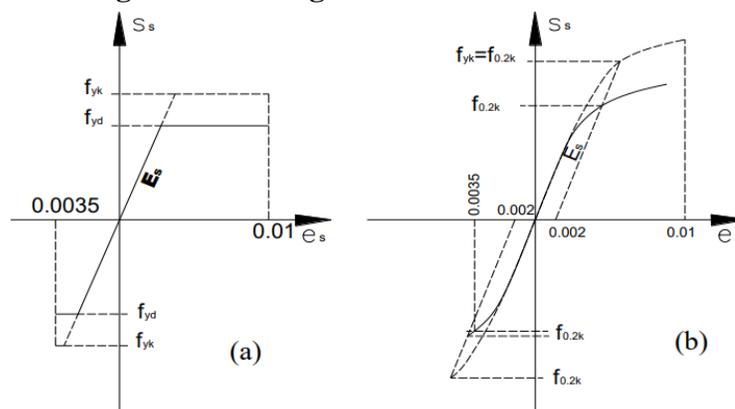
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Acero

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de HOOKE, de razón igual a: $1/\gamma_s$. Estos diagramas vienen representados en las figuras siguientes.

Figura 2.12: Diagrama tensión deformación



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

2.5.2.2 Módulo de deformación longitudinal

- a) **Acero estructural:** Para todas las armaduras tratadas en este proyecto, como módulo de deformación longitudinal, se tomará.

$$E_s = 210.000 \text{ MPas}$$

- b) **Hormigón armado:** Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_0 del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real σ - ϵ), a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_0 = 21000 \times \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2$$

f_{cj} = resistencia característica a compresión del hormigón a j días

Como módulo de instantáneo de deformación longitudinal secante E_s pendiente de la secante se adoptará:

$$E_0 = 19000 \times \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,5 f_j$. en esta expresión debe entrarse con f_j en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón E_{cm} , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 9500 \times (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

$$E_{cm} = 44000 \times (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Coefficientes de material

- a) **Coefficiente de Poisson:** Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas, bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio, μ , igual a $0,20$. En ciertos cálculos, puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

- b) **Coefficiente de dilatación térmica:** Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.

Características de cálculo del hormigón

Resistencia de cálculo: La resistencia de diseño del acero y hormigón dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad ; \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Donde:

f_{yk} = Limite elástico característico del acero

$\gamma_s = \gamma_c$ = Coeficiente de minoración

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a compresión

Coeficiente de minoración de resistencia de materiales

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que indica la norma boliviana de hormigón armado.

Tabla 2.8: Coeficientes de minoración

Material	Coeficientes básicos	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1.5$	Reducido	0.2
		Normal	0
		Intenso	-0.1

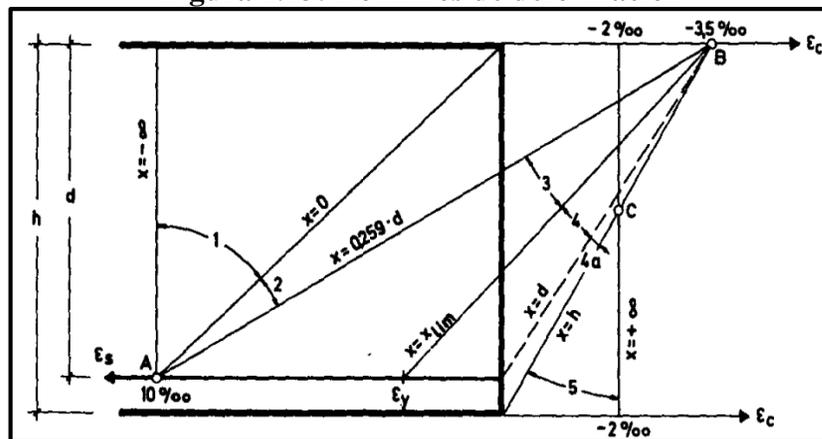
Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Coeficientes básicos	Nivel de control y daño previsible		Corrección
$\gamma_s = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	0.2
		Normal	0
		Intenso	-0.1
	Daños previsible en caso de accidentes	Reducido	-0.1
		Normal	1
		Intenso	0.2

Fuente Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Dominios de deformación: Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir varios dominios que han sido esquematizados en la figura y que estudiamos detalladamente.

Figura 2.13: Dominios de deformación



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

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

Dominio 2: Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A. (pivote 1) correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por mil. La máxima deformación del hormigón es inferior a 3,5 por mil en valor absoluto. Se cubre así el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre:

$$x = 0 \text{ y } x = 0.259 x d$$

Dominio 3: Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3.5$ por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_s , siendo ϵ_s y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero. Se cubre así el campo de profundidades del eje neutro correspondidas entre:

$$x = 0.259 x d \text{ y } x = x_{lim}$$

Dominio 4: Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_s y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.

$$x = x_{lim} \text{ y } x = d$$

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

$$x = d \text{ y } x = h$$

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

$$x = h \text{ y } x = +\infty$$

2.5.2.3 Disposición de armaduras

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

Las armaduras longitudinales tienen por objeto, es de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se disponen para absorber las fuerzas de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida la formación de fisuras localizadas.

Distancia entre barras

Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueas. Las normas de los distintos países preconizan valores más o menos coincidentes con los que se indican a continuación.

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros;
- El diámetro de la barra más gruesa;
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

b) Si se disponen dos o más capas horizontales de barras, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{ mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya una gran densidad de armaduras, para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras quedarán perfectamente envueltas por dicho material.

Recubrimientos:

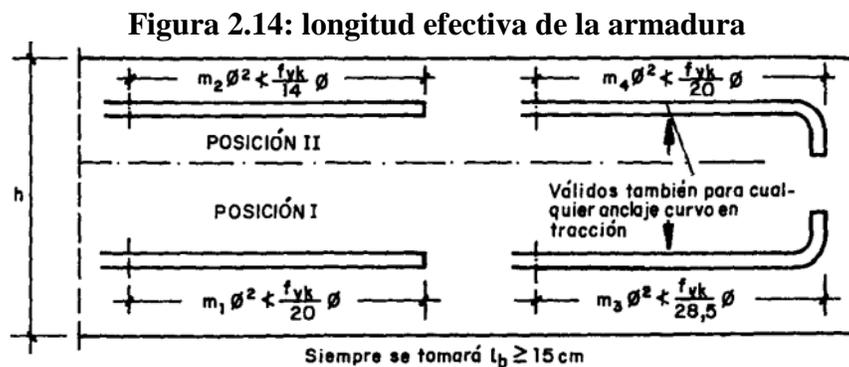
Recubrimiento geométrico: Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el parámetro más próximo de la pieza.

Recubrimiento mecánico: Los cálculos se denomina recubrimiento mecánico a la distancia entre el centro de gravedad de una armadura y el parámetro más próximo, en la dirección del brazo mecánico. El objeto del recubrimiento es proteger la armadura, tanto de la corrección como de la posible acción de fuego, es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor, por ello, se tienen las siguientes consideraciones los recubrimientos se toma en cuenta de la tabla 7 del anexo 4

Las correcciones indicadas en la tabla, pueden acumularse; pero en ningún caso, el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 25 mm

Anclaje de las armaduras: Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para este. En general se efectúan mediante alguna de las disposiciones siguientes:

- Por prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas, por ejemplo);
- Por disposiciones especiales.



Fuente: Pedro Jiménez Montoya de Hormigón Armado

Anclaje de barras corrugadas: Salvo justificación especial, las barras corrugadas se anclarán preferentemente por prolongación recta o por medio de dispositivos mecánicos; pudiendo también emplearse patilla, en las barras que trabajan a tracción.

La patilla normal, para barras corrugadas, está formada por un cuarto de circunferencia de radio interior a $3.5\varnothing$ Con una prolongación recta igual a $2\varnothing$. No se deben adoptar, para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

$$\tau_{bu} = 0.9 \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \tau_{bu} = 0.4 \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPa)}$$

cuando la armadura necesaria real es mayor que la necesaria

$$l_b = \frac{\emptyset \times f_{yd} \times A_{S_{calc}}}{4 \times \tau_{bu} \times A_{S_{real}}} \quad l_b \geq \begin{cases} 0.3 l_{b1} \\ 10\emptyset \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

Donde:

Fyk = Resistencia de cálculo del acero en MPa.

∅ = Diámetro de la armadura con la que se trabaja

De la tabla 11 anexo 4 se obtiene m2, m3, para hormigón de 21MPa y barras de 500MPa.

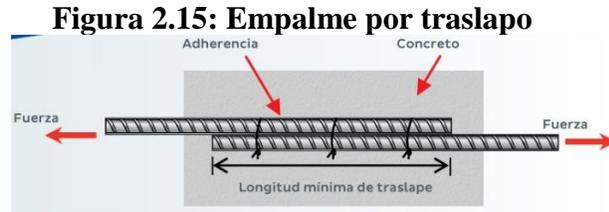
Empalmes: Los empalmes son utilizados para transmitir los esfuerzos de una barra a la otra, por medio de un anclaje. La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas, no rebase 0,1 mm, y que, para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra, el espesor del hormigón que rodea al empalme, sea como mínimo el de 2 veces el diámetro de las barras.

Empalme por traslape: El empalme por traslape no puede ser utilizado en barras de diámetro mayor a 25mm. ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal.

Empalmes sin ganchos: El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente α que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha \times l_b, \text{ neta}$$

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.
- También depende la distancia “b” que la distancia de la barra empalmada desde el extremo hasta la parte externa de la pieza.



Fuente: Internet

Tabla 2.9: Empalme por Traslape. Valores de coeficiente α

Distancia transversal “a” entre los dos empalmes más próximos	Porcentaje de barras trasladadas trabajando a tracción con relación a la selección total del acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en %
	20%	25%	33%	50%	>50%	
$\leq 10 \text{ } \emptyset$	1.2	1.4	1.6	1.8	2	1.0
$\geq 10 \text{ } \emptyset$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.0

Fuente: Pedro Jiménez Montoya de Hormigón Armado

2.5.3 Elementos estructurales

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos, los cuales están constituidos por columnas de sección cuadrada y vigas de sección rectangular, ambas de H°A° así como también de forjado compuestos por viguetas pretensadas. Se dispuso de sobre cimiento armado para evitar el pandeo de las columnas de la planta baja.

2.5.3.1 Elementos de sustentación vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

Cálculos de vigas a flexión simple:

Se empleará la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía en función del momento reducido.

Se deberá calcular el momento de diseño con la siguiente ecuación:

$$M_d = \gamma_s \times M$$

Se debe calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}}$$

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d = Canto util

f_{cd} = Resistencia de calculo del hormigón

Se calcula el valor μ_{lim} , se obtiene de la tabla 8 dela anexo 4

si $\rightarrow \mu_{lim} \geq \mu_d$ no se necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- 1) Con el valor del momento reducido se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$A_s = w \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

W = Cuantia mecanica de la armadura

f_{cd} = Resistencia de calculo del hormigon

f_{yd} = Resistencia de calculo del acero

A_s = Area de la armadura a traccion

- 3) Calcular la armadura mínima, el valor W_{min} se obtiene de la tabla 3 del Anexo 4

$$A_{s\ mini} = W_{min} \times b_w \times h$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares:

- 4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionadas

si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ se necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

- 5) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\delta' = \frac{r}{d}$$

$$W'_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\ lim}}{1 - \delta'}$$

$$W_{s1} = W_{lim} + W_{s2}$$

Donde:

W_{lim} = Este valor se obtiene de tabla 8 Anexo 4

W_{S1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

W'_{S2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

δ' = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico

d = Canto útil

6) Determinar la armadura, tanto para tracción como para compresión

$$A_{S2} = W'_{S2} \times b_w \times d \times \frac{F_{cd}}{F_{yd}} \qquad A_{S1} = W_{S1} \times b_w \times d \times \frac{F_{cd}}{F_{yd}}$$

Donde:

A_{S1} = Área de la armadura a tracción

A_{S2} = Área de la armadura a compresión

7) Calcular la armadura mínima, y el valor de W_{min} . se obtiene de tabla 3 Anexo 4

$$A_{S\ mini} = W_{min} \times b_w \times h$$

8) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Calculo de la Armadura transversal - Cortante

Una vez organizada las armaduras longitudinales en tracción y conocida la sección en que deja de ser necesaria cada barra, hay que comprobar las distintas secciones a esfuerzo cortante y calcular los estribos correspondientes.

$$V_{cu} = f_{cd} \times b_w \times d \qquad y \qquad V_{u1} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d$$
$$f_{cd} = 0.50 \times \sqrt{f_{cd}}$$

a) Si $V_d \leq V_{cu}$

El hormigón de la pieza resiste por si solo el esfuerzo cortante y la viga no necesita por cálculo, armadura transversal por tanto se dispone una armadura mínima.

$$A_{st\ min} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

b) Si $V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$

En este caso es necesario disponer una armadura transversal lo cual deberá resistir un esfuerzo cortante $V_{su} = V_d - V_{cu}$

$$V_{u1} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d \qquad A_{st} = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}}$$

c) Si $V_{rd} > V_{u1}$

En este caso es necesario aumentar las dimensiones de la sección transversal.

Espaciamiento máximo de estribos

$$e \leq \begin{cases} 30\text{cm} \\ 0.85xd \end{cases}$$

2.5.3.2 Elemento de sustentación de columnas

Las columnas o pilares de hormigón armado, forman piezas generalmente verticales, en las que la solitud normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta. La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad. Las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales y estribos, las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir los esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

Excentricidad mínima de calculo

Es muy difícil que, en la práctica, se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental en dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores.

$$\frac{h}{20} \text{ y } 2\text{cm}$$

Disposición relativa a las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25cm si la sección es circular.

Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor a 12mm y se sitúan en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de ésta.

Para que el hormigón puede entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara no debe ser igual o mayor a 2cm, que el diámetro de la barra mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido.

Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la ruptura por deslizamiento de hormigón a lo largo de planos inclinados y eventualmente contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón

$$S \leq b_e$$

Siendo b_e , la menor dimensión del núcleo del hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas, es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30 cm. Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre los planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\emptyset$$

Donde:

\emptyset = El diametro de la barra longitudinal

Pandeo de piezas comprimidas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos. Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axilmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma (fenómeno de pandeo).

Longitud de pandeo:

Una estructura se llama intraslacional, si sus nudos bajo solicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales, cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional, en caso contrario. La longitud de pandeo de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efecto de pandeo y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes se indica en la tabla en función de la sustentación de la pieza.

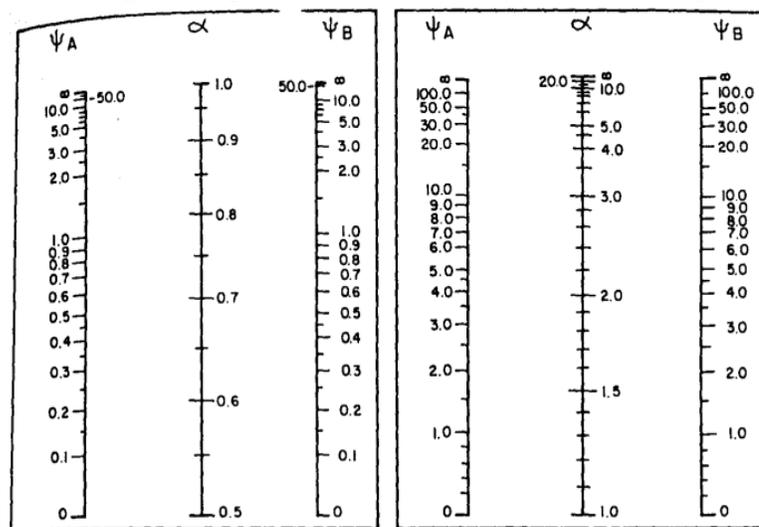
Tabla 2.10: Longitud de pandeo de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud l .	K
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Ambos extremos empotrados, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los nomogramas, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

Tabla 2.11: Monogramas para determinar el factor α de longitud de pandeo



a) Pórticos intraslacionales

b) Pórticos traslacionales

Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado

Para poder determinar la longitud de pandeo de la siguiente ecuación

$$\psi_A = \frac{\sum(EI/I) \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\sum(EI/I) \text{ de todas las vigas que concurren en A}}$$

Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_0/i$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i , de la sección en el plano de pandeo.

$$i = \sqrt{\left(\frac{I}{A}\right)}$$

Donde:

i = Radio de giro

I = Inercia

A = Área

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma, son:

Caso 1: Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalente, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.

Caso 2: Esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda < 29$) puede aplicarse el método aproximado.

Caso 3: Esbeltez mecánica $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda < 58$) debe aplicarse el método general para soporte de sección y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo a el de las curvas de referencia

No se recomienda proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbeltez mecánica $\lambda > 200$ (geométrica $\lambda_0 > 58$).

Flexión esviada

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.

- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- La mayoría de los pilares, pues, aunque formen parte de pórticos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos.

En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Lince, ha dado lugar a la denominación en roseta).

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón. El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

Proceso de calculo

Los datos básicos que se necesitan son los siguientes:

M_{yd} = Momento flector de calculo en la direccion en Y

M_{xd} = Momento flector de calculo en la direccion en X

N_d = Fuerza normal de calculo

f_{cd} = Resistencia de calculo del hormigon

f_{yd} = Resistencia de calculo del acero

b, h = Dimensiones de la columna

cálculo de la longitud de pandeo

$$l_o = \alpha \times l$$

Dónde α puede obtenerse con el monograma para pórtico, y "l" es la longitud del elemento considerado. Para el cálculo de la longitud de pandeo se emplea el monograma correspondiente a pórticos traslacionales o desplazables debido a que se tiene presente en estructuras felicitaciones del viento.

$$\Psi_A = \frac{\sum(EI/l) \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\sum(EI/l) \text{ de todas las vigas que concurren en A}}$$

Método de la excentricidad ficticia:

Este método aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien $\lambda \leq 100$.

Excentricidad de primer orden

Excentricidad inicial o de primer orden no es menor que la excentricidad accidental, siendo igual a M/N donde M es el momento exterior aplicado, de primer orden, y N la carga axial.

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} \qquad e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d}$$

Excentricidad accidental.

Excentricidad accidental que toma en cuenta los pequeños errores constructivas y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.

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

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden).

La excentricidad no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{ficx} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \times \frac{b + 20 \times e_{ox}}{b + 10 \times e_{ox}} \times \frac{l_{ox}^2}{i} \times 10^{-4}$$

Excentricidad final: Es la suma de todas las excentricidades.

$$e_x = e_o + e_a + e_{fic}$$

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} \times A_c = f_{cd} \times b \times d$$

Cálculo de los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$\mu_x = \frac{N_d \times e_{rx}}{U_c \times h} \quad \mu_y = \frac{N_d \times e_{ry}}{U_c \times b}$$

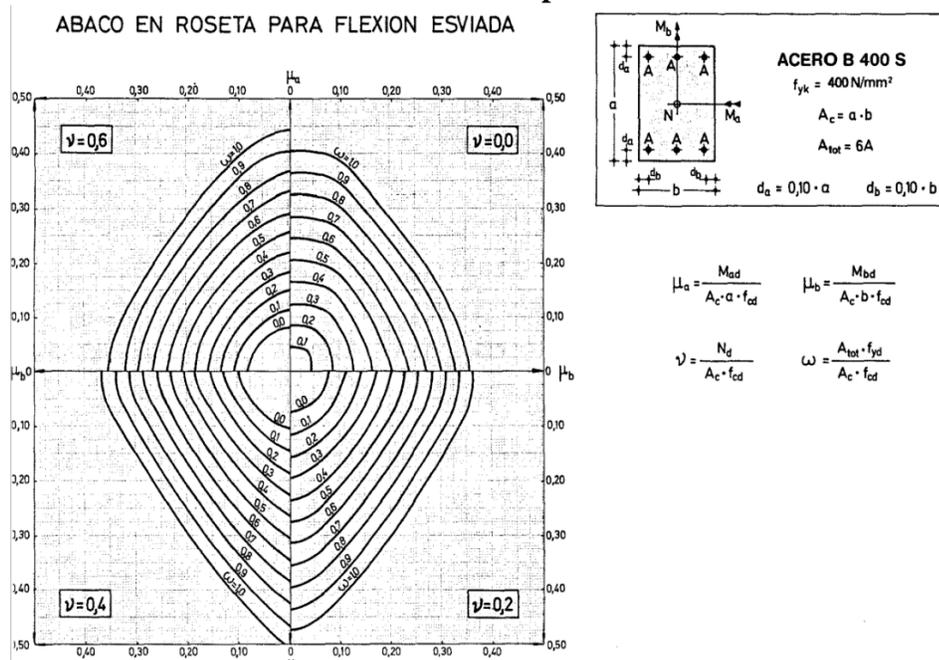
Definir los momentos reducidos

$$\mu_x > \mu_y$$

Determinar la cuantía mecánica w

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra en los ábacos en roseta correspondiente. Si el valor de v no es redondo, se obtiene W por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de V entre los que esté situado el dado. Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de “Jiménez Montoya” en el Tomo II. De donde se elige el diagrama correspondiente en función de: la disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo.

Tabla 2.12: Abaco en roseta para flexión esviada



Fuente: Hormigón Armado Pedro Jiménez Montoya

Calcular capacidad mecánica de la armadura total

$$U_{total} = W \times U_c$$

Calcular la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{F_{yd}} \rightarrow A_{total} = w \times b \times h \times \frac{F_{cd}}{F_{yd}}$$

Cálculo de la armadura transversal de la columna.

El diámetro de los estribos es:

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \times \phi \text{ de la armadura longitudinal mas gruesa} \\ 6\text{mm} \end{cases}$$

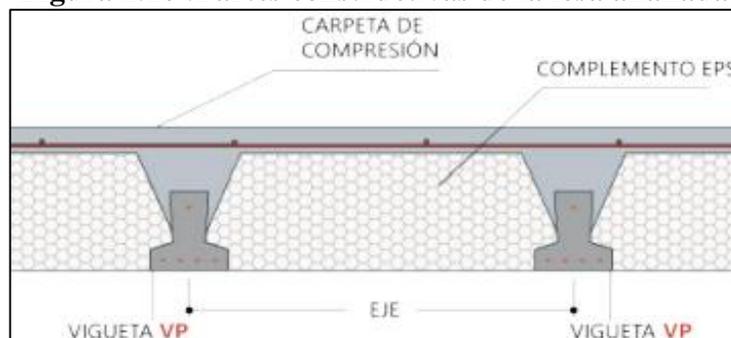
La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ el de menor dimension} \\ 15 \times \phi \text{ de la armadura longitudinal mas delgada} \end{cases}$$

2.5.3.3 Diseño de losa alivianada de viguetas pretensadas

Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión. El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoform. La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm. La losa de compresión es el concreto colocado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Figura 2.16 :Partes constructivas de la losa alianada



Esfuerzos admisibles

Son esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la transformación y antes de que ocurran las pérdidas, son los esfuerzos bajo cargas muertas y cargas vivas de servicio.

Esfuerzo de compresión en fibras extremas $\sigma_{ci} = -0.6xf'_{ci}$

Esfuerzo de tensión de fibras extremas $\sigma_{ti} = 0.8x\sqrt{f'_{ci}}$

Esfuerzo de compresión en fibras extremas $\sigma_{cs} = -0.45xf'_c$

Esfuerzo de tensión de fibras extremas $\sigma_{ts} = 1.6x\sqrt{f'_c}$

Acero de refuerzo en losa de compresión:

Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar, así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mínimo requerido por contracción y temperatura. Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm.

$$A_{\min} \geq \frac{50 \times h_o}{F_{sd}} \geq \frac{200}{F_{sd}}$$

Donde:

A_{\min} = Es la armadura de reparto cm^2/m

F_{sd} = Resistencia de calculo del acero de la armadura de reparto Mpas

h_o = Espesor de la losa de compresion

2.5.4 Fundaciones

Cimentación es la parte inferior de una estructura y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura.

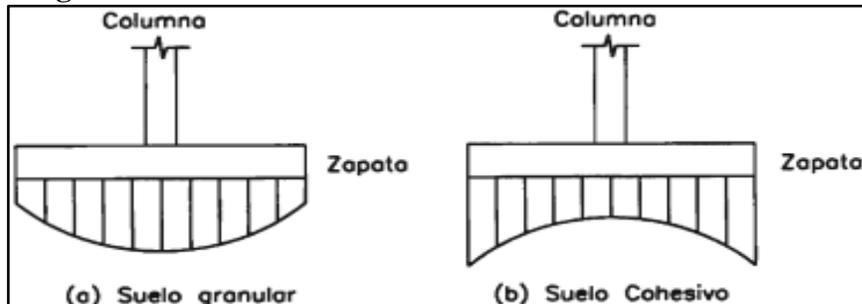
En el presente proyecto se analiza como fundación de la estructura las zapatas aisladas.

Presión del suelo

Cada tipo de terreno tiene sus características propias y reacciona ante cargas externas de distintos modos. Algunos de los factores que influyen en la distribución de la reacción del terreno son: la flexibilidad del cimientto respecto al suelo, el nivel de cimentación y el tipo de terreno. En el terreno granular se aprecia que la presión en los bordes de la cimentación

es menor que en la zona central debido a la presión ejercida por las cargas aplicadas tiende a desplazar el suelo en los extremos. En el suelo cohesivo, por el contrario, la presión en los bordes de la cimentación es mayor que en la sección central.

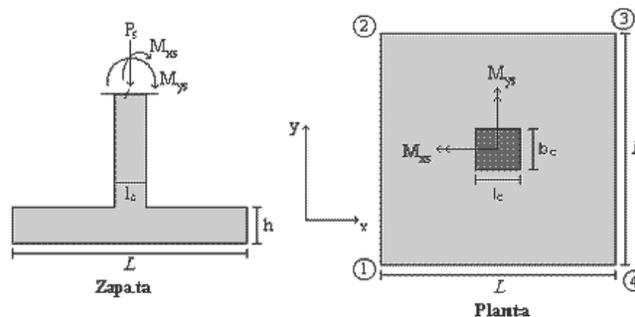
Figura 2.17: Distribución de la reacción del suelo en terrenos



Fuente: Hormigón Armado Pedro Jiménez Montoya

Zapatas aisladas: Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no.

Figura 2.18: Solicitaciones presentes en una zapata aislada



Fuente: elaboración propia.

Las zapatas aisladas por la relación entre sus dimensiones pueden ser:

- Rígidas. Son aquellas en las que el vuelo “v”, en ambas direcciones principales no supera a “2h”, siendo “h” el canto total. En este tipo de zapatas puede admitirse una distribución plana de las distribuciones de las tensiones del terreno, pero dado a su gran rigidez no cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.
- Flexibles. Son aquellas en las que el vuelo “v” es superior a “2h”, en alguna de las 2 direcciones principales, en este caso la distribución del terreno no es plana y el

funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o viga plana.

Dimensionamiento

Datos necesarios para el cálculo de la zapata

M_x = Momento en el eje x.

M_y = Momento en el eje y

H_x = Cortante en el eje x.

H_y = Cortante en el eje y.

N = Carga total que llega ala zapata

σ_{adm} = Presion admisble del suelo

Para determinar el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 10% del total de la carga N .

$$P_p = 10\% \times N$$

Determinar las dimensiones “a” y “b” de la base de la zapata. La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

Se escoge un área “A” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” tal que:

$$A = a \times b$$

Debe recordarse que los valores de a, b deben ser dimensiones constructivas. Con los valores de “a” y “b” se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{a \times b^2} + \frac{6M_x}{b \times a^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$\sigma_1 < \sigma_{adm}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad.

Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la fórmula:

$$k = \frac{2\sqrt{F_{cd}}}{\gamma_1 \times \sigma_{adm}}$$

Con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{a_1 \times b_1}{4} + \frac{a \times b}{2k - 1} - \frac{a_1 \times b_1}{4}} \\ \frac{2(a - a_1)}{4 + k} \\ \frac{2(b + b_1)}{4 + k} \\ 25\text{cm} \end{cases}$$

Luego se procede a definir el valor de “C” para el recubrimiento ($\geq 5\text{cm}$), con los valores anteriores se tiene:

$$h = d + c$$

Se determina la carga real “N” que actúa en la zapata. Con las dimensiones ya definidas en el paso 3, se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{\text{hor}} \times a \times b \times h$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata.

$$N = N' + (\text{Peso Zapata})$$

Cálculo de los momentos corregidos. Como existen fuerzas cortantes (Hx y Hy) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_{ox} = M'x \pm h \times Hx$$

$$M_{oy} = M'y \pm h \times Hy$$

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el Momento y es negativo si tiene sentido contrario.

Cálculo de los esfuerzos en la zapata.

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los efectos debidos a flexo compresión están dados por las anteriores fórmulas.

Luego se debe de verificar:

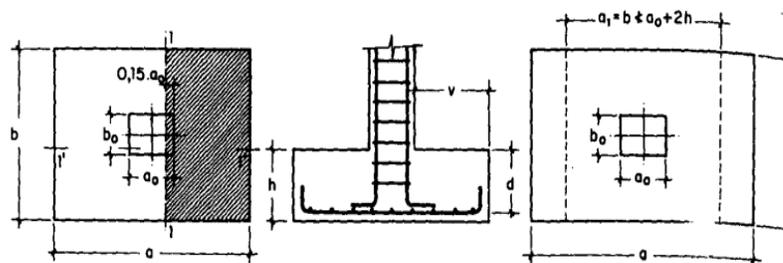
$$\sigma_1 < \sigma_{adm}$$

Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

Calculo a flexión

Para la determinación de la armadura a tracción para zapatas flexibles debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. La armadura se determina en las secciones 1-1 y 1'-1' medias a una distancia de $0.15x a_0$ y $0.15x b_0$, de la cara interior de los parámetros como se muestra en la siguiente figura.

Figura 2.19: Calculo de flexión de una zapata flexible



Fuente: Hormigón Armado Pedro Jiménez Montoya

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M_a = \frac{\gamma_f \times N}{2 \times a} \times \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 \times a_0 \right)^2$$

Cálculo del área de acero. Con el momento de diseño expresado en (Kg. cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times F_{cd}}$$

Cuantía mecánica w

$$\omega = \mu \times (1 + \mu)$$

Calculo de la Armadura A_s

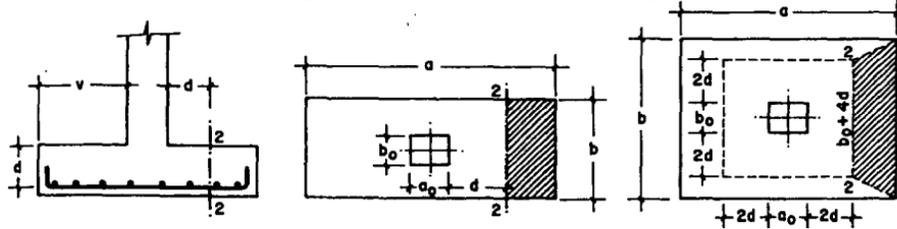
$$A_s = w \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Calculo de la cortante

Como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor

$$V_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}}$$

Figura 2.20: Comprobaciones al cortante y punzonamiento



Fuente: Hormigón Armado Pedro Jiménez Montoya

Se verifica de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\frac{\gamma \times N}{a \times b} \times \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d \times f_{vd}$$

Calculo a punzonamiento

El punzonamiento en zapatas es un fenómeno que se produce cuando el axial que baja por el pilar, junto con el peso de la zapata supere la tensión de cálculo de punzonamiento y la tensión bajo la zapata

$$\frac{\gamma_f \times N}{a \times b} \times [a \times b - (a_o + d) \times (b_o + d)] \leq A_c \times f_{vd}$$

$$A_c = 2 \times (a_o + d + b_o + d) \times d$$

Verificación de la adherencia

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b = \tau_{bd} = \frac{V_{d1}}{0.9 \times d \times N \times u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f \times \sigma_{t1} \times b_2 \times \left[\left(\frac{a - a_1}{2} \right) + 0.15 \times a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ flexible} \\ k = 0.95 \text{ rigida} \end{cases}$$

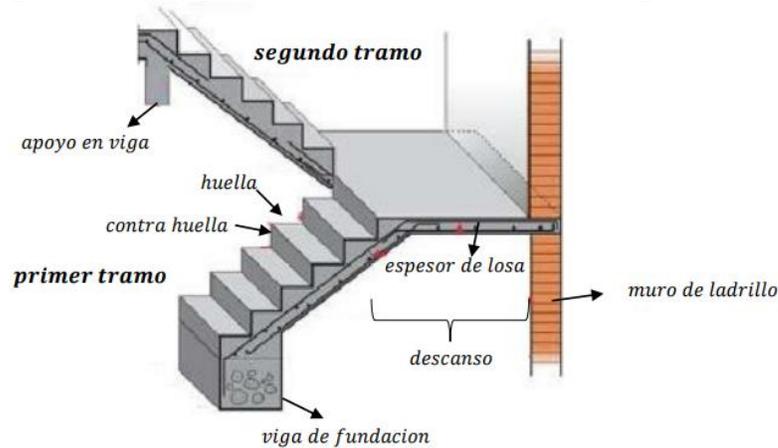
2.5.5 Estructuras complementarias

a) Escaleras de hormigón armado:

La escalera es en conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a planta de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras retas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

Figura 2.21: Esquema de una escalera de Hormigón Armado



Fuente: Elaboración propia

Peldaño: Es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella” o tabica.

Tramo: Es una serie de peldaños continuados si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta. El final de la escalera se llama desembarco.

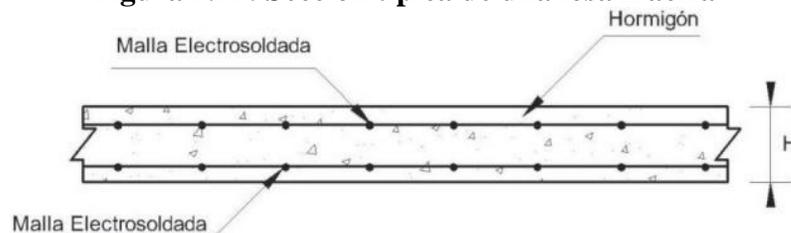
Caja de escalera: Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de Ojo de Escalera.

Las barandillas: Son elementos de protección y seguridad: así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

b) Rampa de hormigón armado

Se llama así cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa, estas losas están soportadas por vigas compactas de mayor peralte, o por vigas de otros materiales independientes e integrados a la losa.

Figura 2.22: Sección típica de una losa maciza



Fuente: Elaboración propia

Cuando se sustenta en sus cuatro bordes, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de losas bidireccionales.

Cuando se sustenta en sus cuatro bordes, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de losas bidireccionales.

Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5 cm a los indicados para losas alivianadas; así se podrá tener:

Proceso de calculo

a) Cálculo de armadura positiva en la menor dimensión “X”

Momento reducido de cálculo se debe calcular aplicando la ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w x d^2 x f_{cd}}$$

Determinación de la armadura aplicando la ecuación

$$A_s = w x b x d x \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Determinación de la armadura mínima con una cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mini}} = w_{\text{min}} x b_w x h$$

2.6 Estrategia para ejecución del proyecto

Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto.

2.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son las que definen la calidad de obra, realizadas por cada ítem que comprende un determinado proyecto estas disposiciones son referidas a las características de la calidad de los materiales que se deben emplear, herramientas y equipos comprometidos para la obra, forma o método de ejecución y forma de pago.

En ella se detalla expresamente las funciones y responsabilidades de cada actor en la ejecución del proyecto como ser el “contratista supervisor”.

2.6.2 Cómputos Métricos

Los cómputos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas: los términos computo, cubicación y metrado. El trabajo se divide por etapas cada una de las cuales constituye un rubro del

presupuesto, esta clasificación por actividades deberá ser hecha con criterio de separar las partes que sean susceptibles de costo.

2.6.3 Precios unitarios

Este sistema es analítico por el cual el calculista con ayuda en base a los pliegos de condiciones, especificaciones técnicas, planos arquitectónicos y planos estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales la que se engloban en un total. Estos precios están compuestos por los siguientes parámetros:

Costos directos de cada ítem.

- ✓ Materiales.
- ✓ Mano de obra.
- ✓ Maquinaria, equipo y herramientas.
- ✓ Beneficios sociales.
- ✓ Costos indirectos.

Gastos generales e imprevistos.

- ✓ Utilidad.
- ✓ Impuestos

2.6.4 Presupuesto

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

2.6.5 Cronograma

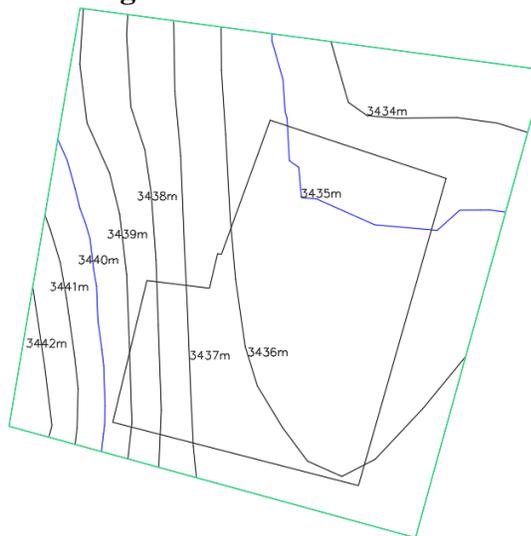
El cronograma de ejecución de obra es una representación gráfica y ordenada con tal detalle para que un conjunto de actividades, de la parte estructural de la obra, se lleve a cabo en un tiempo estipulado y bajo condiciones que garanticen la optimización del tiempo. Esta herramienta indica la organización del proyecto, en la realización de una serie pasos para la culminación de actividades. Son la base principal de ejecución de una producción organizada.

3 CAPÍTULO III. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis de levantamiento topografía

El levantamiento topográfico fue realizado satelitalmente con ayuda de programas como ser el Google Earth, Civil 3d para poder generar las curvas de nivel se obtuvo el relieve del terreno, se puede apreciar que el terreno de emplazamiento presenta pendientes mínimas se pudo determinar que el terreno se encuentra nivelado que no cuenta con variaciones en las curvas topográficamente se considera una superficie semi plana con un desnivel muy pequeño.

Figura 3.1: Curvas de nivel



Fuente: Elaboración propia

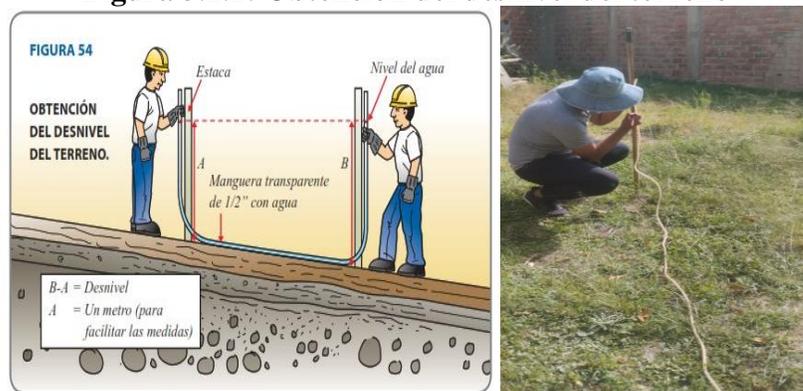
Para realizar la nivelación del terreno se realizó con un nivel de manguera transparente con una longitud 8 metros. La manguera se llena con agua, evitando la presencia de burbujas en el interior. Esta operación puede desarrollarse con la ayuda de un balde para iniciar la nivelación, se colocan estacas en las esquinas y a lo largo del terreno.

Tabla 3.1: Desnivel del terreno

Punto	Altura	Referencia	Desnivel
P1	1 m	P1-P2	0.67m
P2	1.67m	P1-P3	0.14 m
P3	0.86m	P2-P4	0.45m
P4	1.42m	P3-P4	0.56

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.1.1: Obtención del desnivel del terreno



Fuente: Elaboración propia

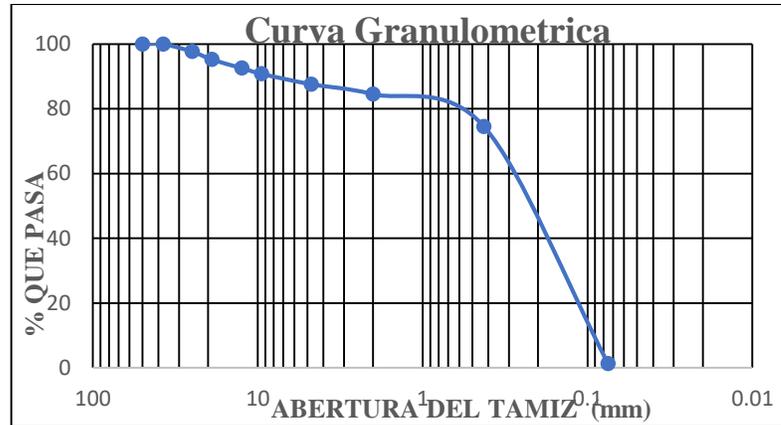
3.2 Análisis del estudio de suelos

Para la determinación de la capacidad del suelo se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST). Se realizaron tres ensayos en diferentes puntos del área donde se emplazará el proyecto.

Las muestras fueron extraídas de cada uno de los pozos para ejecutar ensayos de clasificación del suelo realizado en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. Dando como resultado lo que se indica a continuación en la tabla. Las planillas del estudio de suelos se encuentran detalladas en el anexo 2 donde se detalla que todo el extracto de suelo es uniforme.

Tabla 3.2: Análisis granulométrico pozo 1

Tamices	Tamaño	Peso Ret.	% Ret.	% Ret. Acum.	% Pasa
	mm	(gr)			
2"	50	0.00	0.000	0.000	100.000
(1 1/2")	37.5	0.00	0.000	0.000	100.000
(1")	25	34.80	2.278	2.278	97.722
(3/4")	19	37.80	2.474	4.752	95.248
(1/2")	12.5	40.30	2.638	7.389	92.611
(3/8")	9.5	27.00	1.767	9.156	90.844
(N°4)	4.75	49.00	3.207	12.363	87.637
(N°10)	2	46.90	3.070	15.433	84.567
(N°40)	0.425	152.90	10.007	25.440	74.560
(N°200)	0.075	1119.30	73.257	98.698	1.302



Proyecto: CONSTRUCCIÓN CENTRO SALUD EL CRUCE ISCAYACHI

Procedencia: Terreno natural

Identificación de Muestra: M-1

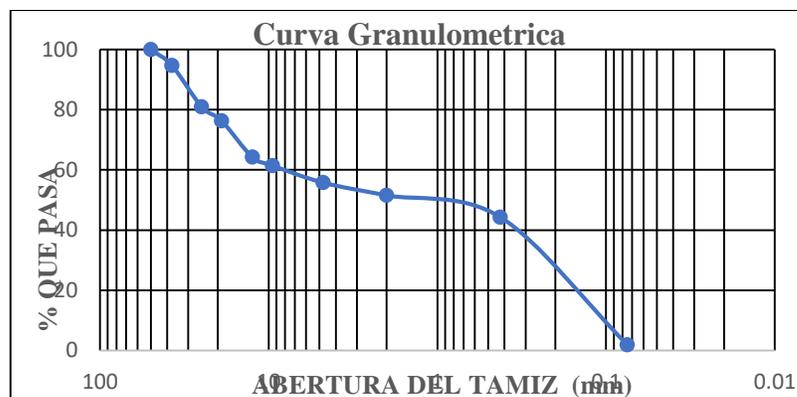
ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T)				
Datos Estandarizados del Equipo			Datos de Campo	
Altura de Penetración	30 cm		N° de Golpes 0 a 30 cm 27	
Peso de Martillo	65 kg			
Altura de Caída	75 cm			
Pozo N°	Profundidad Metros.	N° Golpes	Resistencia Adm. (kg/cm ²)	Tipo de suelo
1	1.8	27	3.67 (kg/cm ²)	SP= Arena mal graduadas Gravas arenosas con poco o nada de fino

Fuente: Elaboración propia

Clasificación del suelo método SUCS: Para realizar la clasificación mediante el método SUCS utilizamos la tabla que se puede apreciar en anexo A-4, tabla 17

Tabla 3.3: Análisis Granulométrico Pozo 2

TOTAL DE SUELO					
Tamices	Tamaño	Peso Ret.	% Ret.	% Ret. Acum.	% Pasa
	mm	(gr)			
2"	50	0	0.000	0.000	100.000
(1 1/2")	37.5	118.7	5.224	5.224	94.776
(1")	25	312.7	13.763	18.988	81.012
(3/4")	19	106.8	4.701	23.688	76.312
(1/2")	12.5	274.3	12.073	35.761	64.239
(3/8")	9.5	63.7	2.804	38.565	61.435
(N° 4)	4.75	128.8	5.669	44.234	55.766
(N° 10)	2	95.9	4.221	48.455	51.545
(N° 40)	0.425	163.7	7.205	55.660	44.340
(N° 200)	0.075	964.2	42.438	98.099	1.901



Proyecto: CONSTRUCCIÓN CENTRO SALUD EL CRUCE ISCAYACHI

Procedencia: Terreno natural

Identificación de Muestra: M-2

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T)				
Datos Estandarizados del Equipo			Datos de Campo	
Altura de Penetración	30 cm		N° de Golpes 0 a 30 cm	
Peso de Martillo	65 kg		18	
Altura de Caída	75 cm			
Pozo N°	Profundidad metros	N° Golpes	Resistencia Adm. (kg/cm ²)	Tipo de Suelo
1	1.8	18	2.83 (kg/cm ²)	SP= Arena mal graduadas Gravas arenosas con poco o Nada de fino

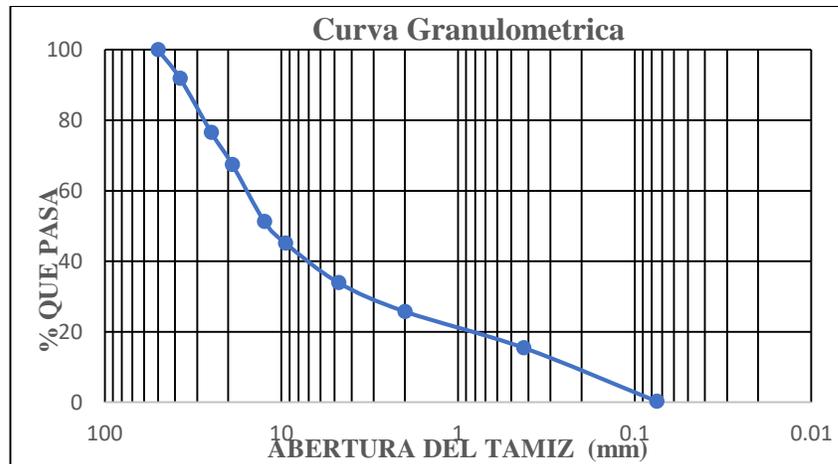
Fuente: Elaboración propia

Clasificación del suelo método SUCS

La clasificación mediante SUCS se usó la tabla 3 del en anexo A-4, tabla 17

Tabla 3.4: Análisis Granulométrico Pozo 3

Total, del suelo				
Tamices	Tamaño mm	% Ret.	% Ret. Acum.	% Pasa
2"	50	0.000	0.000	100.000
(1 1/2")	37.5	8.104	8.104	91.896
(1")	25	15.301	23.405	76.595
(3/4")	19	9.105	32.510	67.490
(1/2")	12.5	16.178	48.688	51.312
(3/8")	9.5	6.151	54.839	45.161
(N°4)	4.75	11.231	66.070	33.930
(N°10)	2	8.189	74.258	25.742
(N°40)	0.425	10.299	84.557	15.443
(N°200)	0.075	15.168	99.726	0.274



Proyecto: CONSTRUCCIÓN CENTRO SALUD EL CRUCE ISCAYACHI

Procedencia: Terreno natural

Identificación de Muestra: M-3

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T)				
Datos Estandarizados del Equipo			Datos de Campo	
Altura de Penetración	30 cm		Nº de Golpes 0 a 30 cm	39
Peso de Martillo	65 kg			
Altura de Caída	75 cm			
Pozo Nº	Profundidad Metros.	Nº Golpes	Resistencia Adm. (kg/cm ²)	Tipo de suelo
3	1.8	35	5.13 (kg/cm ²)	GW= Gravas bien graduado mezcla gravosas con poco o casi nada de fino

Fuente: Elaboración propia

Clasificación del suelo método SUCS

La clasificación mediante SUCS se usó la tabla 3 del en anexo A-4, tabla 17

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico del proyecto corresponde a un centro de salud con internación de dos niveles que será implementado en la Comunidad Iscayachi ubicado en el Municipio de El Puente provincia Méndez del departamento de Tarija.

Los planos arquitectónicos toman todos los requerimientos mínimos para un centro de salud moderno, el proyectista tiene que hacer un análisis de la arquitectura y modelar la estructura de acuerdo a la misma: los planos se los puede apreciar detalladamente en figura.

Figura 3.2: Modelo Arquitectónico



3.4 Planteamiento estructural

Una vez obtenido la topografía y el estudio de suelo, se procede a realizar el diseño estructural y también se realiza el replanteo estructural de la edificación.

Se analizará todos los elementos estructurales que serán mencionadas en la cual se realizara un Pre- dimensionamiento de las secciones en base a un análisis según las recomendaciones de las normas, en la cual se tomara criterios constructivos se realizara el caculo en programa de CYPECAD.

3.4.1 Estructura de la edificación

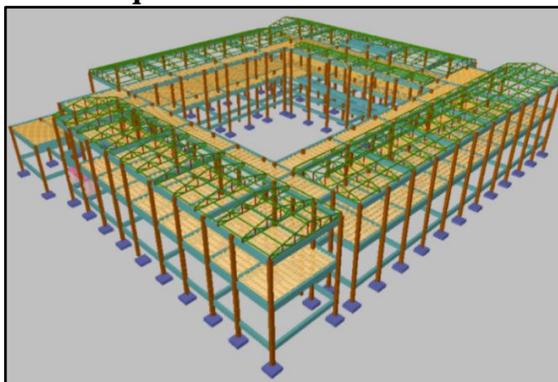
La estructura de la edificación está constituida por varios pórticos, los cuales están compuestos por las siguientes componentes:

- Fundaciones: Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación
- Columnas: Compuestas por secciones cuadradas, rectangulares
- Vigas y sobre cimientos: Compuestas por secciones rectangulares, de luz mayor de 6.20m.
- Entrepisos: Constituidas por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losas maciza en rampa

3.4.2 Estructura de cubierta

La estructura de sustentación de la cubierta será con un perfil rectangular y las cerchas serán de tipo howe y también describe las correas para el cálculo por consiguiente la pendiente adoptada para la cubierta es de 25%

Figura 3.3: Esquema estructural del centro de salud



Fuente: Programa de CYPECAD

3.4.3 Fundaciones

Las fundaciones están compuestas de zapatas aisladas, ya que la construcción no tiene colindancia con ninguna construcción y, por ello, no tiene zapatas medianeras. Las cargas provenientes de la estructura son moderadas, debido a la magnitud de la obra, como así también al tipo de suelo de fundación.

3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

3.5.1 Características del proyecto

El proyecto está constituido por dos niveles de planta baja y primer piso que está proyectada en la comunidad de Iscayachi Municipio el Puente departamento de Tarija,

El cual el modelado este compuesto por los elementos estructurales, de columnas, vigas, formando un pórtico regular. La parte de entrepisos cuenta con losas aliviadas con viguetas pretensadas y complemento de plasto formo. En la parte de la terraza cuenta con sustentación de cubierta en la cual se utilizará cerchas metálicas, cuenta con 2 escaleras de las mismas dimensiones de hormigón armado, así mismo contempla una rampa

Normas de diseño

Estructura de sustentación: Todos los elementos estructurales fueron diseñados con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Estructura de cubierta: Todos los elementos estructurales fueron diseñados con las especificaciones de la AISI a disposiciones en base a métodos de diseño de LRFD.

Materiales utilizados

Estructura de sustentación: Todos los elementos estructurales fueron diseñados con hormigón armado de las siguientes características:

- Hormigón con una resistencia: $F_{ck} = 21 \text{ MPa}$
- Acero con una resistencia : $F_{yk} = 500 \text{ MPa}$

La cubierta fue calculada siguiendo con el método LRFD para metales.

El material de la cubierta es de perfiles metálicos de las siguientes características:

- Límite de fluencia $F_y = 253 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad $E = 210000 \text{ MPa}$

Pre dimensionamiento de elementos estructurales

Pre-dimensionamiento de Columnas: Son elementos estructurales que se encuentran principalmente a cargas axiales y momentos flectores, lo cual deben en principio ser dimensionadas considerando estos efectos simultáneamente. En el presente caso el tener una estructura de dos plantas es razonable considerar que el pre dimensionamiento de las columnas se solo por carga vertical.

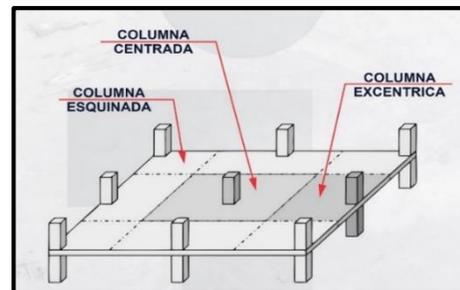
$$\text{Area bruta} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f_{ck}}$$

Aproximación de servicio P

Edificación esencial $P = 15 \text{ KN/cm}^2$

Edificación importante $P = 12.5 \text{ KN/cm}^2$

Edificación común $P = 10 \text{ KN/cm}^2$



Columna esquinera

$L1=L2=3.20\text{m}$

$$A_t = l1 \times l2 = 1.60 \times 1.60 = 2.56\text{m}$$

$$P_{\text{serv}} = P \times A_{\text{tributaria}} \times N^{\circ} \text{niveles} = 15 \times 2.56 \times 2 = 76.80 \text{ KN}$$

$$A_{\text{col}} = \frac{P_{\text{serv}}}{0.35 \times f_c} = \frac{76.8 \text{ KN}}{0.35 \times 2.1} = 104.489 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A_{col}} = \sqrt{104.4897} = 10.22 \text{ cm}$$

Columna medianera

$$A_t = l_1 \times l_2 = 3.2 \times 1.60 = 5.12 \text{ m}$$

$$P_{serv} = P \times A_{tributaria} \times N^{\circ} \text{niveles} = 15 \times 5.12 \times 2 = 153.6 \text{ KN}$$

$$A_{col} = \frac{P_{serv}}{0.35 \times f_c} = \frac{153.6 \text{ KN}}{0.35 \times 2.10} = 208.979 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A_{col}} = \sqrt{208.979} = 14.456 \text{ cm}$$

Columna central

$$A_t = l_1 \times l_2 = 3.20 \times 3.20 = 10.24 \text{ m}^2$$

$$P_{serv} = P \times A_{tributaria} \times N^{\circ} \text{niveles} = 15 \times 10.24 \times 2 = 307.2 \text{ KN}$$

$$A_{col} = \frac{P_{serv}}{0.45 \times f_c} = \frac{307.20 \text{ KN}}{0.45 \times 2.10} = 325.079 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A_{col}} = \sqrt{325.079} = 18.029 \text{ cm}$$

Las dimensiones de las columnas se asumiran inicialmente de 25x25 ya que son las dimensiones minimas según la norma boliviana CBH-87, de acuerdo a las solicitaciones se analizara incrementar la seccion mas conveniente de la columna.

Predimensionamiento de vigas: Las vigas se utilizarán para absorber cargas horizontales se diseñan a flexión que es caso más desfavorable, sus dimensiones mínimas son:

$$h = \left(\frac{1}{8} a \frac{1}{12} \right) \times L$$

$$h = \left(\frac{1}{12} \right) \times 6.40 = 0.533 \text{ m} \rightarrow 0.55 \text{ m}$$

$$b = \left(\frac{1}{2} \right) \times 0.55 = 0.258 \text{ m} \rightarrow 0.25 \text{ m}$$

Se adopta una sección constructiva 25 x 55 cm. Esta dimensión corresponde solo a un pre dimensionamiento por lo tanto pueden estar sujetas a modificaciones.

3.5.1.1 Determinación de las cargas de servicio

Peso propio: El peso propio de la estructura será tomado por defecto del programa CYPECAD y por lo tanto no se procede a realizar los cálculos.

Carga muerta CM: Estas cargas se refieren a los acabados de pisos falsos techos muros o paredes, etc. para determinar estas cargas es necesario realizar el siguiente análisis:

Carpeta de nivelación de hormigón

Altura de la carpeta: $h=3\text{cm}$ Peso específico del mortero $=21 \text{ KN/m}^3$

$$P = 21 \text{ KN/m}^3 \times 0.03\text{m} = 0.63 \text{ KN/m}^2$$

Cielo raso (primer piso)

Altura de cielo raso $h=2\text{cm}$ Peso específico del yeso $= 12 \text{ KN/m}^3$

$$P = 12 \text{ KN/m}^3 \times 0.02\text{m} = 0.24 \text{ KN/m}^2$$

Pegamento de cerámico

Altura de pegamento de cerámico $h=0.5\text{cm}$ Peso específico del pegamento $=22 \text{ KN/m}^3$

$$P = 22 \text{ KN/m}^3 \times 0.005\text{m} = 0.11 \text{ KN/m}^2$$

Cerámico

Altura del cerámico $h=0.5\text{cm}$ Peso específico del cerámico $= 18 \text{ KN/m}^3$

$$P = 18 \text{ KN/m}^3 \times 0.005\text{m} = 0.09 \text{ KN/m}^2$$

$$CM = 0.63 \text{ KN/m}^2 + 0.24 \text{ KN/m}^2 + 0.11 \text{ KN/m}^2 + 0.09 \text{ KN/m}^2 = 1.07 \text{ KN/m}^2$$

Peso producto del muro de ladrillo más revoque: Para el cálculo del peso de ladrillo se procura hacer el análisis por metro cuadrado.

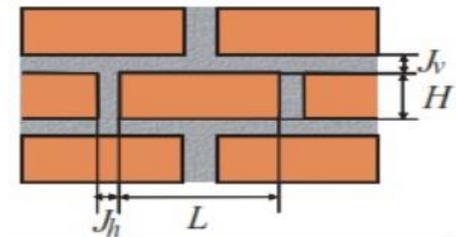
Peso ladrillo de 6 huecos (ladrillo parado de $h = 18\text{cm}$)

$h=18\text{cm}$, $b=12\text{cm}$, $L=24\text{cm}$

junta vertical = 1cm

junta horizontal = 2cm

Peso propio de un ladrillo = 0.036 KN



$$N^{\circ} \text{ Ladri} = \frac{1}{(L + Jh) \times (L + Jv)} = \frac{1}{(0.24 + 0.02) \times (0.18 + 0.01)} = 20.24 \text{ pieza/m}^2$$

$$q_{\text{ladrillo}} = 20 \frac{\text{ladrillo}}{\text{m}^2} \times 0.036 \text{KN} = 0.72 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vol}_{\text{ladrillo}} = b \times h \times L = 12 \times 18 \times 24 = 5184 \text{cm}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{muro}} = h \times L \times e = 100 \times 100 \times 12 = 120000 \text{cm}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{mortero}} = \text{Vol}_{\text{muro}} - \text{Vol}_{\text{ladrillo}} = 120000 - 5184 \times 20 = 16320 \text{cm}^3/\text{m}^2$$

$$q_{\text{muro}} = \gamma_{\text{mor}} \times \text{Vol}_{\text{mor}} = 21 \text{ kN/m}^3 \times 0.0163 = 0.343 \text{ kN/m}^2$$

Revoque grueso (cemento arena, cal)

Peso específico del mortero = 21 KN/m³. Espesor de revoque e = 1.5cm

$$q_{\text{revoque}} = \gamma_{\text{mort}} \times e = 21 \text{ KN/m}^3 \times 0.015 \text{ m} = 0.315 \text{ KN/m}^2$$

Revoque fino (yeso)

Peso específico de yeso = 12 KN/m³ Espesor de revoque fino e = 1.5 cm

$$q_{\text{yeso}} = \gamma_{\text{yeso}} \times e = 12 \text{ KN/m}^3 \times 0.015 \text{ m} = 0.18 \text{ KN/m}^2$$

Altura del muro que se va revestir h = 3 m

$$P_{\text{Total}} = P1 + 2 \times P2 + P3 = 0.72 + 0.343 + 0.315 + 0.18 = 1.56 \text{ KN/m}^2$$

$$CL = 1.56 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 4.7 \text{ KN/m}$$

Peso de ladrillo de 6 huecos (ladrillo echado h = 12cm)

h=12cm, b=18cm, L=24cm junta vertical = 1cm junta horizontal = 2cm

Peso propio de un ladrillo = 0.036 KN

$$N^{\circ} \text{ Ladr.} = \frac{1}{(L + Jh) \times (H + Jv)} = \frac{1}{(0.24 + 0.02) \times (0.12 + 0.01)} = 28.49 \text{ pieza/m}^2$$

$$q_{\text{ladrillo}} = 29 \frac{\text{ladrillo}}{\text{m}^2} \times 0.036 = 1.044 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vol}_{\text{ladrillo}} = b \times h \times L = 12 \times 18 \times 24 = 5184 \text{cm}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{muro}} = h \times L \times e = 100 \times 100 \times 18 = 180000 \text{cm}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{mortero}} = \text{Vol}_{\text{muro}} - \text{Vol}_{\text{ladrillo}} = 180000 - 5184 \times 29 = 29664 \text{cm}^3/\text{m}^2$$

$$q_{\text{muro}} = \gamma_{\text{mor}} \times \text{Vol}_{\text{mor}} = 21 \text{ KN/m}^3 \times 0.0296 \text{ m}^3 = 0.623 \text{ KN/m}^2$$

Revoque grueso (cemento arena, cal)

Peso específico del mortero = 21 KN/m^3 Espesor de revoque $e = 1.5 \text{ cm}$

$$q_{\text{revoque}} = \gamma_{\text{mort}} \times e = 21 \text{ KN/m}^3 \times 0.015 \text{ m} = 0.315 \text{ KN/m}^2$$

Revoque fino (yeso)

Peso específico de yeso = 12 KN/m^3 Espesor de revoque fino $e = 1.5 \text{ cm}$

$$q_{\text{yeso}} = \gamma_{\text{yeso}} \times e = 12 \text{ KN/m}^3 \times 0.015 \text{ m} = 0.18 \text{ KN/m}^2$$

Altura del muro que se va revestir $h = 3 \text{ m}$

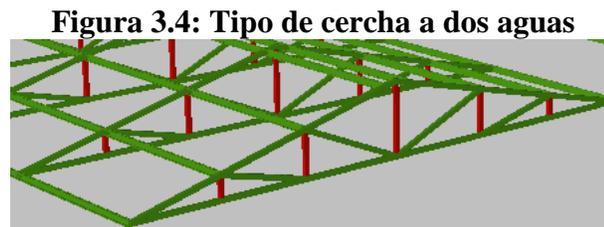
$$q_{\text{Total}} = P1 + 2 \times P2 + P3 = 1.044 + 0.623 + 0.315 + 0.18 = 2.1619 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{CL} = 2.162 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ m} = 6.49 \text{ KN/m}$$

3.5.2 Diseño estructural de la cubierta

Tipo de cercha

La estructura de sustentación de la cubierta será metálica con un perfil rectangular y las cerchas serán tipo Howe como se muestra en la Figura y también se describen las correas para el cálculo, por consiguiente, la pendiente adoptada para la cubierta es de 25%.



Fuente: Elaboracion propia

Características de los materiales:

Acero conformado ASTM A-36

Limite de fluencia $F_y = 253 \text{ MPa}$

Limite de ruptura $F_r = 408 \text{ MPa}$

Modulo de elasticidad $E = 210000 \text{ MPa}$

Datos generales

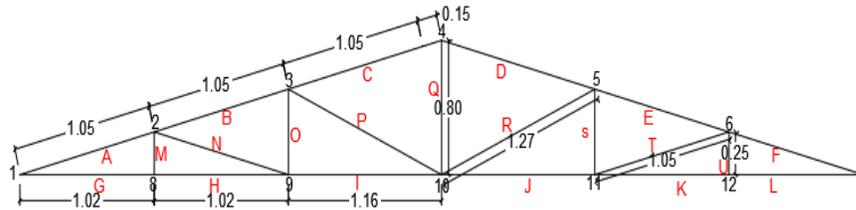
$S = 1.05 \text{ m}$ separacion de correas

SC = 2.07 m separacion entre cerchas

$\alpha=14.036^\circ$ Angulo de inclinacion

V=30.19 m/s Velocidad del viento

Figura 3.5: Cotas y longitudes de barras en la cercha



Fuente: Elaboracion propia

Cargas en la cubierta

Carga de cielo raso

La carga de cielo raso se adoptara (0.2 KN/m^2) bridado por la norma

Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es de (0.5 KN/m^2) que solo actuara en eventos de mantenimiento.

Estimacion dibido a la carga viva

Para la carga viva se tiene en cuenta dos cargas

a) Peso debido al granizo

Los lugares donde se presentan temporadas de granizadas y nieve registran las alturas de acumulaci3n m1xima en periodos de tiempo esta informaci3n ser1 obtenida mediante las oficinas de meteorolog1a de la ciudades y departamentos de emplazamiento del proyecto.

Se considera esta carga, ya sea del granizo o de la nieve, actuando en la cubierta con un espesor de 10 cm, esto debido a la pendiente.

$\gamma_{\text{Hielo}} = 9 \text{ KN/m}^3$ Peso especifico de granizo

h = 10 cm Altura de granizo sobre la cubierta

$\alpha = 14.036^\circ$ Angulo de inclinacion de la cubierta

$$P_g = \gamma_{\text{Granizo}} \times h = 9 \text{ KN/m}^3 \times 0.1\text{m} = 0.9 \text{ KN/m}^2$$

$$C_s \begin{cases} 1; 0 \leq \alpha \leq 15 = 14.036 \leq 15 \\ \frac{60 - \alpha}{45}; 15 < \alpha \leq 60 \\ 0; \alpha > 60 \end{cases}$$

Cs= factor de corrección por pendiente de cubierta 1

$$P_{gr} = 0.9 \times 1 = 0.9 \text{ KN/m}^2$$

b) Carga de viento: El proyecto está en la ciudad de Tarija de provincia Méndez municipio el Puente comunidad Iscayachi el cual la estación de campanario se encuentra más cerca a la comunidad con una velocidad de 30.49 m/s obtenido de senamhi de los datos climatológicos regionales.

Presión dinámica del viento:

Velocidad de viento V = 30.49 m/s

$$P = \frac{V^2}{16} = \frac{30.49^2}{16} = 58.10 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0.581 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

El coeficiente eólico para barlovento y sotavento se obtuvo de la tabla 2.8 del capítulo II.

Sotavento: C₂ = -0.4

$$W = -0.4 \times 0.581 = -0.232 \text{ KN/cm}^2$$

Descomposición

$$P_x = -0.232 \times \sin(14.036) = -0.056 \text{ KN/cm}^2$$

$$P_y = -0.232 \times \cos(14.036) = -0.225 \text{ KN/cm}^2$$

Barlovento: C₁ = -0.119

$$W = -0.119 \times 0.581 = -0.069 \text{ KN/cm}^2$$

Descomposición:

$$P_x = -0.069 \times \sin(14.036) = -0.017 \text{ KN/cm}^2$$

$$P_y = -0.069 \times \cos(14.036) = -0.067 \text{ KN/cm}^2$$

Combinaciones de carga

Lo que predispone la normativa LRFD son las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 3.5: Combinaciones de carga a barlovento

Combinaciones de carga Barlovento en "y"	Carga Muerta D	Sobrecarga de uso Lr	Carga de Viento W	Carga de granizo S	Carga Crítica U
	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
U = 1.4 x D	0.09	0.5	-0.067	0.90	0.140
U = 1.2 x D + 0.5Xl					0.370
U = 1.2D + 0.5Xs					0.570
U = 1.2xD + 1.6xL + 0.8xW					0.886
U = 1.2xD + 1.6xS + 0.8xW					1.526
U = 1.2xD + 1xW + 0.5xL					0.303
U = 1.2xD + 1xW + 0.5xS					0.503
Máximo					1.526

Por lo tanto, en sentido Y de barlovento tenemos una carga de 1.526KN/m²

Tabla 3.6. Combinaciones de carga a sotavento

Combinaciones de carga Sotavento en "y"	Carga muerta D	Sobrecarga de uso Lr	Carga de Viento W	Carga de granizo S	Carga Crítica U
	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
U = 1.4Xd	0.09	0.50	-0.23	0.9	0.14
U = 1.2xD + 0.5Xl					0.37
U = 1.2xD + 0.5Xs					0.57
U = 1.2xD + 1.6xL + 0.8xW					0.807
U = 1.2xD + 1.6xS + 0.8xW					1.447
U = 1.2xD + 1xW + 0.5Xl					0.145
U = 1.2xD + 1xW + 0.5Xs					0.345
Máximo					1.447

Por lo tanto, en sentido Y de sotavento tenemos una carga de 1.447 KN/m²

Determinación de cargas en los nodos

- **Cordón superior:**

Áreas de influencia en nodos Cordón superior

Barra	Longitud	Nudo	Long. Aporte	Distancia. Entre	Area de
	M		(m)	Cercha (m)	Influencia (m ²)
	0.525	1	0.525	2.07	1.09
a	1.05	2	1.05	2.07	2.17
b	1.05	3	1.13	2.07	2.17
c	1.20	4	0.60	2.07	1.24
d	1.20	5	1.13	2.07	0.31
e	1.05	6	1.05	2.07	1.24
f	1.05	7	0.525	2.07	2.17

Tabla 3.7: Cargas verticales en los nudos a barlovento

Nudo	Carga critica	Área de	Carga en el
	(KN/m ²)	Influencia(m ²)	Nudo (KN)
1	1.526	1.09	1.659
2		2.17	3.318
3		2.33	3.555
4		1.24	1.896

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8: Cargas verticales en los nudos a sotavento

Nudo	Carga critica	Área de	Carga en el
	(KN/m ²)	Influencia (m ²)	Nudo (KN)
4	1.447	1.24	1.798
5		2.33	3.370
6		2.17	3.146
7		1.09	1.573

Fuente: Elaboración propia

Cargas horizontales en los nudos

Como se aplican cargas horizontales solo causados por el viento se aplica una sola hipótesis la más desfavorable. $U=1 \times W=1 \times 0.125 = 0.125 \text{ KN/m}^2$

Barlovento

Nudo	Carga critica	Área de	Carga en el
	(KN/m ²)	Influencia (m ²)	Nudo (KN)
1	0.125	1.09	-0.061
2		2.17	-0.123
3		2.33	-0.131
4		1.24	-0.070

Sotavento

$$U=1 \times 0.068 = 0.068 \text{ KN/m}^2$$

Nudo	Carga critica	Área de	Carga en el
	(KN/m ²)	Influencia (m ²)	Nudo (KN)
4	0.068	1.24	-0.021
5		2.33	-0.039
6		2.17	-0.037
7		1.09	-0.018

- **Cordón inferior**

En el Cordón inferior actúa la carga muerta debido al cielo falso y se aplica una sola hipótesis $U=1.4D$ carga muerta cielo falso $D = 0.2 \text{ KN/m}^2$

$$U = 1.4 \times 0.2 = 0.28 \text{ KN/m}^2$$

Barra	Longitud	nudo	Longitud de	distancia entre	Área de
	m		Aporte (m)	Cercha (m)	Influencia (m ²)
		1	0.51	2.07	1.06
G	1.02	8	1.02	2.07	2.11
H	1.02	9	1.09	2.07	2.26
I	1.16	10	1.16	2.07	2.40
J	1.16	11	1.09	2.07	2.26
K	1.02	12	1.02	2.07	2.11
L	1.02	7	0.51	2.07	1.06

Tabla 3.9: Cargas verticales en los nodos

Nudo	Carga	Area de influencia.	Carga en el
	Critica (KN/m ²)	(m ²)	nudo (KN)
8	0.28	1.06	0.296
9		2.11	0.591
10		2.26	0.632
11		2.40	0.672
12		2.26	0.632
13		2.11	0.591
14		1.06	0.296

Fuente: Elaboración propia

se toma en cuenta también la carga de la correa con la combinación en de carga muerta peso de la correa de longitud 2.07m $P = 0.0057 \text{ KN}$

$$U = 1.4 \times 0.0057 = 0.008 \text{ KN}$$

Tabla 3.10: Cargas puntuales horizontal y vertical

Nudo	Carga vertical	Carga horizontal
	KN	KN
1	2.077	0.061
2	3.467	0.123
3	3.717	0.131
4	3.919	0.091
5	3.533	0.039
6	3.295	0.037
7	1.991	0.018

8	0.638	
9	0.708	
10	0.788	
11	0.708	
12	0.638	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.11: Fuerzas internas sobre los elementos

Nudo	Barra	Compresión KN	Barra	Tensión KN
1-2	A	45.494	G	3.509
2-3	B	36.169	H	3.509
3-4	C	26.380	K	2.925
4-5	D	26.287	L	2.925
5-6	E	35.588	M	0.638
6-7	F	44.459	O	2.918
9-10	I	5.506	Q	8.855
10-11	J	5.809	S	2.849
2-9	N	9.282	U	0.638
3-10	P	10.186		
5-10	R	9.856		
6.11	T	8.991		

Fuente: Elaboración Propia

Diseño de los elementos metálicos:

Se diseñarán paso a paso los elementos más solicitados de la cercha en estudio.

3.5.2.1 Diseño de elementos sometidos a tracción

Elemento: Q

Nudo inicial: 4

Nudo final: 10

Datos:

$$f_y = 25.30 \text{ KN/cm}^2$$

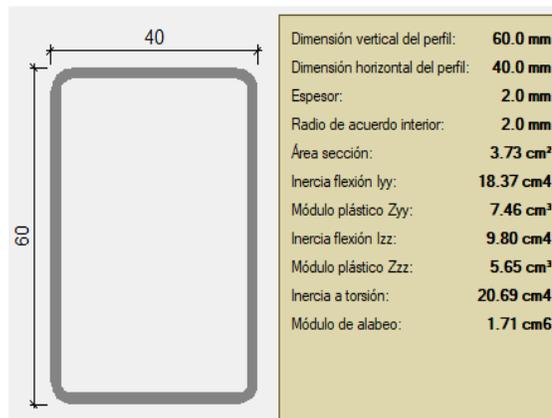
$$A = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$L = 109.6 \text{ cm}$$

$$k = 0.8$$

$$\phi = 0.9$$

$$P_u = 8.855 \text{ KN}$$



$$I_{xx} = 18.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 9.80 \text{ cm}^4$$

Resistencia por fluencia

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g$$

$$A_{g(\min)} = \frac{P_u}{\phi_t \times F_y} = \frac{8.855}{0.9 \times 25.30} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Resistencia por fractura o rotura

$$P_u = \phi_t \times F_u \times A_e$$

$$A_e = A_g \times U \quad U = 0.85$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t \times F_u \times U} = \frac{8.855}{0.75 \times 40.80 \times 0.85} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Tomamos el área mayor entre Diseño por fluencia y rotura $A_g = 0.39 \text{ cm}^2$

Asumimos un perfil de 60X40X2

Comprobación de esbeltez

$$\frac{K \times L}{r} \leq 300$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow r_x = \sqrt{\frac{18.37}{3.73}} = 2.22 \text{ cm} \quad \rightarrow r_y = \sqrt{\frac{9.80}{3.73}} = 1.62 \text{ cm}$$

$$\frac{0.8 \times 106.2}{1.674} \leq 300 \quad 50.45 \leq 300 \text{ si cumple}$$

Calculamos P_u con el área del perfil

$$P_u = \phi_t \times F_y \times A_g = 0.9 \times 25.3 \times 3.73 = 84.93 \text{ KN}$$

Realizamos la comprobación:

$$P_u(\text{Perfil}) > P_u(\text{Dato}) \rightarrow 84.93 \text{ KN} > 8.855 \text{ KN} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

3.5.2.2 Diseño de elementos sometidos a compresión:

Elemento: A

Nudo inicial: 1

Nudo final: 2

Datos

$$f_y = 25.30 \text{ KN/cm}^2$$

$$A = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$L = 105 \text{ cm}$$

$$k = 0.8$$

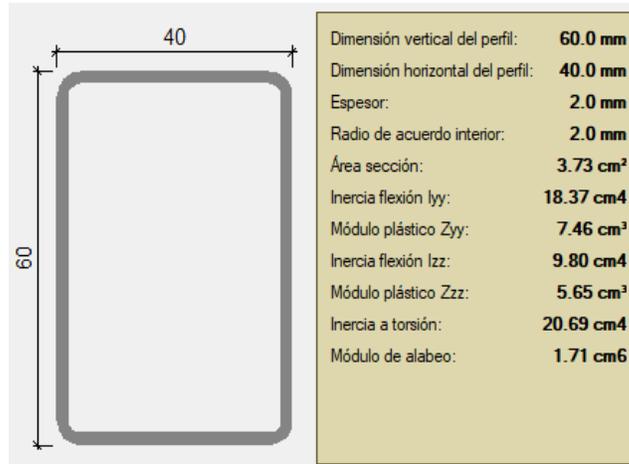
$$\phi = 0.85$$

$$E = 21000 \text{ KN/cm}^2$$

$$P_u = 45.49 \text{ KN}$$

$$I_{xx} = 18.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 9.80 \text{ cm}^4$$



Paso 1: Estimación del área mínima necesaria de la sección: Para ello el esfuerzo crítico:

$$f_{cr1} = \frac{2}{3} \times f_y \quad f_{cr1} = \frac{2}{3} \times 25.3 = 16.87 \text{ KN/cm}^2$$

Paso 2: Determinación del área mínima necesaria de la sección:

$$A_{min} = \frac{P_u}{\phi \times f_{cr1}} = \frac{45.49 \text{ KN}}{0.85 \times 16.87 \text{ KN/cm}^2} = 3.17 \text{ cm}^2$$

Paso 3: Radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow r_x = \sqrt{\frac{18.37}{3.73}} = 2.22 \text{ cm} \rightarrow r_y = \sqrt{\frac{9.80}{3.73}} = 1.62 \text{ cm}$$

Adoptamos el menor radio = 1.62 cm

Paso 4: Esbeltez de la pieza:

$$\frac{K \times L}{r} \leq 200 \quad ; \quad \frac{0.8 \times 105 \text{ cm}}{1.62 \text{ cm}} \leq 200$$

$$51.85 \leq 200 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Paso 5: Clasificación de la pieza:

$$\lambda_c = \frac{K \times L}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0.8 \times 105}{1.62 \times \pi} \times \sqrt{\frac{24.82}{21000}} = 47.97$$

Paso 6: Esfuerzo crítico elástico de pandeo tomando el menor valor de los ejes analizados:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K \times L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 21000}{\left(\frac{0.8 \times 105}{1.62}\right)^2} = 77.18 \text{ KN/cm}^2$$

Por lo tanto, el valor adoptado será el menor $F_e = 77.18 \text{ KN/cm}^2$

Paso 7: Esfuerzo crítico por pandeo

caso A) si: $\frac{K \times l}{r} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $\frac{f_y}{f_e} \leq 2.25$

$$\frac{0.8 \times 105}{1.62} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{21000}{25.30}} \qquad \frac{25.3}{77.18} \leq 2.25$$

$$51.85 \leq 135.70 \qquad 0.33 \leq 2.25 \quad \text{si cumple}$$

$$f_{cr} = \left[0.658^{\frac{f_y}{f_e}}\right] \times F_y = \left[0.658^{\frac{25.3}{77.18}}\right] \times 25.3 = 22.06 \text{ KN}$$

caso B) si: $\frac{K \times l}{r} \geq 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $\frac{f_y}{f_e} \geq 2.25$

$$51.85 \geq 133.698 \qquad 0.317 \geq 2.25 \quad \text{no cumple}$$

Paso 8: Resistencia normal por compresión:

$$P_c = \phi \times f_{cr} \times A = 0.85 \times 22.06 \times 3.73 = 69.93 \text{ KN}$$

Verificación: **69.93 KN \geq 45.49 KN cumple**

Diseño a flexo compresión

Datos:

$$f_y = 25.30 \text{ KN/cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

$$P_u = 45.49 \text{ KN}$$

$$P_c = 69.93 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 30 \text{ KN} - \text{cm}$$

$$Z_x = 7.47 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 5.65 \text{ cm}^3$$

Momento nominal a flexión:

$$M_{nx} = Z_x \times f_y = 7.41 \times 25.3 = 189.01 \text{ KN} - \text{cm}$$

$$M_{ny} = Z_y \times f_y = 5.65 \times 25.3 = 143.04 \text{ KN} - \text{cm}$$

Momento de diseño a flexión:

$$M_{cx} = \phi \times M_{nx} = 0.9 \times 189.01 = 170.11 \text{ KN} - \text{cm}$$

$$M_{cy} = \phi \times M_{ny} = 0.9 \times 143.04 = 128.74 \text{ KN} - \text{cm}$$

Verificación de la condición del metodo LRFD

$$\text{caso A): } \frac{P_u}{P_c} \geq 0.2 \quad \text{Entonces: } n = \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\text{caso B): } \frac{P_u}{P_c} \leq 0.2 \quad \text{Entonces: } n = \frac{P_u}{2P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1$$

Analizando se trata de caso: A

$$n = \frac{42.82}{69.93} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{3}{170.11} + \frac{0}{128.74} \right) \leq 1$$

$$0.77 \leq 1 \text{ Si Cumple}$$

3.5.2.3 Diseño de las correas

Considerando el diseño por flexión

- Peso de la lamina = 0.04KN/m^2
- Peso de accesorio = 0.04KN/m^2
- Peso de la correa = 0.013KN/m^2
- Sobrecarga de uso = 0.5KN/m^2

Sobrecarga de viento:

- Barlovento = -0.069 kN/m^2
- Sotavento = -0.232 KN/m^2

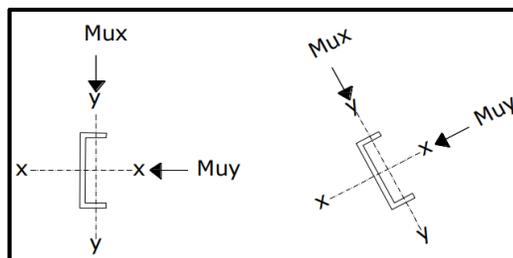
Angulo de inclinación $\alpha = 14.036^\circ$

Separación entre correas = 1.05 m

Separación de cerchas = 2.07 m

Considerando diseño por flexión asimétrica:

Figura 3.6: Disposición del larguero



Fuente: Elaboración propia

Descomponiendo cargas

- Carga muerta

$$D_x = 0.093x \sin(14.036) = 0.023 \text{ KN/m}^2$$

$$D_y = 0.093x \cos(14.036) = 0.091 \text{ KN/m}^2$$

- Carga viva

$$Lr_x = 0.5x \sin(14.036) = 0.12127 \text{ KN/m}^2$$

$$Lr_y = 0.5x \cos(14.036) = 0.48507 \text{ KN/m}^2$$

- carga de viento

$$w_x = 0 \quad w_y = -0.0672 \text{ KN/m}^2$$

- carga de granizo

$$S_x = 0.9 \times \sin(14.036) = 0.218 \text{ KN/m}^2$$

$$s_y = 0.9 \times \cos(14.036) = 0.873 \text{ KN/m}^2$$

Por lo tanto, las consideraciones de cargas a usarse en la combinación son las siguientes:

Tabla 3.12: Cargas críticas de la correa eje (x)

Combinaciones de carga en "X"	Carga muerta	Carga viva	Carga viento	Carga granizo	Carga crítica
	Dx (KN/m ²)	Lrx (KN/m ²)	Wx (KN/m ²)	Sx (KN/m ²)	Ux (KN/m ²)
U = 1.4 x D	0.023	0.121	0.00	0.218	0.033
U = 1.2xD + 0.5 x Lx					0.089
U = 1.2xD + 0.5xS					0.137
U = 1.2xDx + 1.6xLx + 0.5xWx					0.222
U = 1.2xDx + 1.6xS + 0.5xWx					0.377
U = 1.2xDx + 1xWx + 0.5xLx					0.089
U = 1.2xD + 1xWx + 0.5xS					0.137
Mayor					0.377

Fuente: Elaboración propia

Se obtiene la carga ultima $U_x = 0.377 \text{ KN/m}^2$

Tabla 3.13: Cargas críticas de la correa eje (Y)

Combinaciones de carga en "Y"	Carga muerta	Carga viva	Carga viento	Carga granizo	Carga Crítica U
	Dy (KN/m ²)	Ly (KN/m ²)	Wy (KN/m ²)	Sy (KN/m ²)	Uy (KN/m ²)
U = 1.4xD	0.091	0.485	-0.067	0.871	0.131
U = 1.2xD + 0.5xLy					0.355
U = 1.2xD + 0.5xSy					0.549
U = 1.2xD + 1.6xLry + 0.5xWy					0.638
U = 1.2xD + 1.6xSy + 0.5xWy					1.259
U = 1.2xD + 1xWy + 0.5xLry					-0.146
U = 1.2xD + 1xWy + 0.5xS					0.048
Mayor					1.259

Fuente: Elaboración propia

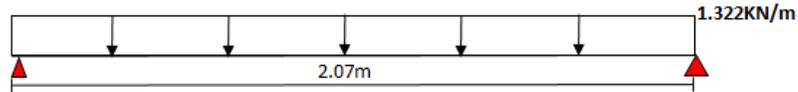
Se obtiene la carga ultima $U_y = 1.259 \text{ KN/m}^2$

Carga lineal sobre la correa:

$$Q_x = 0.377 \text{ KN/m}^2 \times 1.05\text{m} = 0.396 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = 1.259 \text{ KN/m}^2 \times 1.05\text{m} = 1.322 \text{ KN/m}$$

Figura 3.7: Carga crítica en la correa eje x

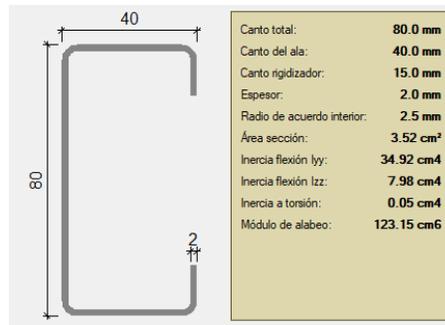


Fuente: Elaboración propia

$$M_{ux} = \frac{Q_x \times L^2}{8} = \frac{0.396 \times 2.07^2}{8} = 0.212 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_{uy} = \frac{Q_y \times L^2}{8} = \frac{1.322 \times 2.07^2}{8} = 0.708 \text{ KN} - \text{m}$$

Verificando la sección CF80X40X2 de propiedades



Módulo de sección superior

$$Z_x = \frac{2 \times I_x}{h} = \frac{2 \times 34.92}{8} = 8.73 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = \frac{I_y}{b \times X_{cg}} = \frac{7.98}{4 \times 0.54} = 3.69 \text{ cm}^3$$

Momento nominal:

$$M_{nx} = F_y \times Z_x = 25.3 \times 8.73 = 220.569 \text{ KN} - \text{cm}$$

$$M_{ny} = F_y \times Z_y = 25.3 \times 3.69 = 93.36 \text{ KN} - \text{cm}$$

Verificando la resistencia:

$$\left(\frac{M_{ux}}{\Phi \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi \times M_{ny}} \right) \leq 1$$

Donde ϕ es un factor de resistencia según LRFD de valor 0,9 para vigas que están sometidas a flexión

$$\left(\frac{21.2}{0.9 \times 220.569} + \frac{70.8}{0.9 \times 93.36} \right) \leq 1$$

$$0.91 \leq 1 \quad \text{si cumple}$$

Verificando la deflexión

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{1.322 \times 207^4}{2100000 \times 34.92} = 0.43$$

$$f_{\max} = \frac{L}{300} = \frac{207}{300} = 0.69$$

$$f < f_{\max} \quad \rightarrow \quad 0.43 < 0.69 \quad \text{si cumple}$$

3.5.2.4 Diseño de uniones soldadas

Todos los elementos de la viga celosía: cordón superior, cordón inferior, diagonal y vertical tendrán uniones soldadas, de esta manera se generará un elemento rígido, la verificación de estas uniones se realiza a continuación teniendo sólo la verificación de una unión

$$F_y = 25.3 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de fluencia}$$

$$E = 21000 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{Modulo de elasticidad}$$

El diseño se realizará en el nudo 6, ya que es la más solicitada.

$$P_u = -45.49 \text{ KN}$$

$$w = \text{tamaño de la garganta del cordón de soldadura.} = 0.5$$

$$\Phi = \text{factor de resistencia de la soldadura.} = 0.75$$

Resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70:

$$E70 := 48.20 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_w = 0.6 \times E70 = 0.60 \times 48.20 = 28.92 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_{ws} = 0.707 \times w \times \Phi \times F_w$$

$$F_{ws} = 0.707 \times 0.5 \times 0.75 \times 28.92 = 7.667 \text{ KN/cm}$$

Resistencia del metal base:

$$F_{wb} = 0.9 \times F_y \times t_e = 0.9 \times 25.30 \times 0.25 = 5.693 \text{ KN/cm}$$

Longitud de soldadura requerida:

$$L = \frac{P_u}{F_{wb}} = \frac{45.49}{5.693} = 7.99 \text{ cm} \rightarrow 7.5 \text{ cm}$$

3.5.3 Diseño de estructura de sustentacion de la edificacion

3.5.3.1 Elementos de sustentación de vigas

Los datos se obtendrán del programa de CYPECAD usando los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tenciones y deformaciones (envolvente de diseño) las tablas que se utilizaron para el cálculo.

Datos:

Se encuentra en los pilares 64 - 65

$$M_d = 189.9 \text{ KN} - \text{m}$$

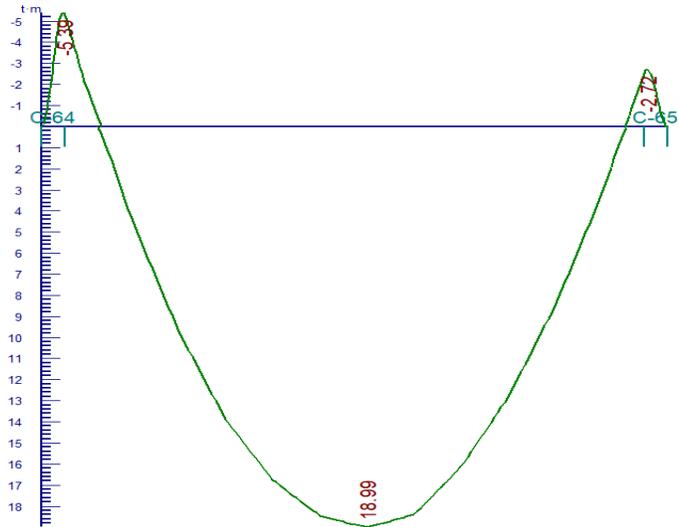
$$h = 55 \text{ cm}$$

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

$$\text{rec.} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 2.1 \text{ KN/cm}^2$$

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



Determinación del momento reducido de cálculo:

$$f_{cd} = \frac{2.1 \text{ KN/cm}^2}{1.5} = 1.4 \text{ KN/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{50 \text{ KN/cm}^2}{1.15} = 43.478 \text{ KN/cm}^2$$

$$r_{\text{mecanico}} = r_{\text{geom.}} + \phi_{\text{estribu}} + \frac{\phi_{\text{barras}}}{2} = 2.5 + 0.8 + \frac{1.6}{2} = 4.1 \text{ cm}$$

$$d = h - r_{\text{mecanico}} = 55 \text{ cm} - 4.1 \text{ cm} = 50.9 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{(189.9 \text{ KN} - \text{m}) \times 100 \text{ cm}}{25 \text{ cm} \times (50.9 \text{ cm})^2 \times 1.4 \text{ KN/cm}^2} = 0.2092$$

$\mu_{\text{lim}} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero (Anexo 4 - Tabla 4)

$\mu_d < \mu_{\text{lim}} \rightarrow 0.2092 < 0.3193$ no se necesita armadura a compresion

Cálculo de la armadura necesaria en tracción: La cuantía mecánica se determina de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta de: "Ws" (Anexo 4 tabla 8)

Como $\mu_d = 0.2092$ interpolando se optine $W_s = 0.2449$

$$A_s = w_s \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.2449 \times 25 \text{ cm} \times 50.9 \text{ cm} \times \frac{1.4 \text{ KN/cm}^2}{43.48 \text{ KN/cm}^2} = 10.03 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: $A_{s \text{ min}}$

La cuantía mínima geométrica se obtiene de la tabla 3 Anexo 4. $W_{\text{min}} = 0.0028$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} \times b_w \times d = 0.0028 \times 25 \text{ cm} \times 50.9 \text{ cm} = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} \rightarrow A_{s \text{ necesaria}} = 10.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \text{ } \emptyset 16}} = \frac{10.03}{\frac{\pi}{4} \times (1.6)^2} = 4.98 \rightarrow 5 \text{ barras}$$

se utilizara: 5Ø16mm

Área rea $A_s \text{ real} = 5 \times \frac{\pi}{4} \times (1.6)^2 = 10.053 \text{ cm}^2$

$$\text{Esp.} = \frac{d - (\emptyset 16 \times \text{N}^\circ \text{ de barras})}{\text{N}^\circ \text{ espacio}} = \frac{16.8 \text{ cm} - (1.6 \times 4)}{4} = 2.6 \text{ cm}$$

Calculo de la armadura negativa de la viga en el lado derecho apoyado sobre C64

Momento maximo negativo de diseño $M_d = 53.9 \text{ KN} - \text{m}$

$$\mu_d = \frac{(53.9 \text{ KN} - \text{m}) \times 100 \text{ cm}}{25 \text{ cm} \times (50.9 \text{ cm})^2 \times 1.4 \text{ KN/cm}^2} = 0.0594$$

$\mu_{\text{lim}} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero (Anexo 4 - Tabla 4)

$$\mu_d < \mu_{\text{lim}} \rightarrow 0.0594 < 0.3193 \text{ no se necesita armadura a compresion}$$

Como $\mu_d = 0.0594$ interpolando se optine $W_s = 0.0623$

$$A_s = w_s \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0623 \times 25 \text{ cm} \times 50.9 \text{ cm} \times \frac{1.4 \text{ KN/cm}^2}{43.48 \text{ KN/cm}^2} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: $A_{s \text{ min}}$: $W_{\text{min}} = 0.0028$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} \times b_w \times d = 0.0028 \times 25 \text{ cm} \times 50.9 \text{ cm} = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} \rightarrow A_{s \text{ necesaria}} = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_s \phi_{12}} = \frac{3.56}{\frac{\pi}{4} \times (1.2)^2} = 3.15 \rightarrow 3 \text{ barras}$$

Se usará 2Ø12mm + 2Ø10mm

$$A_{\text{real}} = 2 \times 1.131 + 2 \times 0.785 = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esp.} = \frac{d - (\phi_{10} \times N^{\circ} b + \phi_{12} \times N^{\circ} b)}{N^{\circ} \text{ espacio}} = \frac{17.4 \text{ cm} - (2 \times 1 + 2 \times 1.2)}{3} = 4.3 \text{ cm}$$

Doblado de las armaduras en barras longitudinales.

El doblado corresponde a cada diámetro y según las patillas:

$$D_{10\text{mm}} = 3.5 \times \phi = 3.5 \times 1 \text{ cm} = 3.5 \text{ cm}$$

$$D_{12\text{mm}} = 3.5 \times \phi = 3.5 \times 1.2 = 4.2 \text{ cm}$$

$$D_{16\text{mm}} = 3.5 \times \phi = 3.5 \times 1.6 = 5.6 \text{ cm}$$

Calculo de longitud de Anclaje por adherencia

Las barras corrugadas que trabajan a tracción se anclaran por prolongación recta, dicho prolongación viene dada por la siguiente expresión:

$$l_{b1} \geq \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

Donde para una región de buena adherencia tenemos (caso del momento positivo):

$$\tau_{bu} = 0.9 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0.9 \times \sqrt[3]{140^2} = 0.243 \text{ KN/cm}^2$$

$$l_{b1} \geq \frac{1.6}{4} \times \frac{43.478}{0.243} = 71.67 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la calculada la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera

$$l_b = l_{b1} \times \frac{A_s}{A_{s\text{real}}} = 71.67 \times \frac{10.03}{10.05} = 71.53 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \begin{cases} 0.3 \times l_{b1} = 0.3 \times 71.67 = 21.50 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 \times 1.6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo tanto $l_b = 72 \text{ cm}$

Y para una región de mala adherencia tenemos (caso momento negativo):

$$\tau'_{bu} = \tau_{bu} x \frac{2}{3} = 0.243 x \frac{2}{3} = 0.162 \text{ KN/cm}^2$$

$$lb_1 \geq \frac{1.2}{4} x \frac{43.478}{0.243} = 53.68 \text{ cm}$$

$$lb = lb_1 x \frac{A_s}{A_{s_{\text{real}}}} = x \frac{3.56}{3.83} = 49.89 \text{ cm}$$

$$lb \geq \begin{cases} 0.3 x lb_1 = 0.3 x 49.89 = 14.96 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 x 1.2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo tanto $lb = 50 \text{ cm}$

El anclaje de la armadura positiva en patilla en la columna exterior C64 viene dado por:

$$lb_3 = m_3 x \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{28.5} x \phi \geq 15 \quad lb_3 = 12.6 x 1.6^2 \geq \frac{500}{28.5} x 1.6 \geq 15$$

$$l_b = 32.26 \geq 28.07 \geq 15$$

$$lb_3 = lb_3 x \frac{A_s}{A_{s_{\text{real}}}} = 32.26 x \frac{10.03}{10.05} = 32.19 \text{ cm}$$

por lo tanto $lb_3 = 32 \text{ cm}$ en forma de patilla

Armadura de compresión $\phi=12 \text{ mm}$

$$lb_3 = m_3 x \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{28.5} x \phi \geq 15 \quad lb_3 = 12.6 x 1.2^2 \geq \frac{500}{28.5} x 1.2 \geq 15$$

$$l_b = 18.14 \geq 21.05 \geq 15$$

$$lb_3 = lb_3 x \frac{A_s}{A_{s_{\text{real}}}} = 21.05 x \frac{3.56}{3.83} = 19.57 \text{ cm}$$

por lo tanto $lb_3 = 20 \text{ cm}$ en forma de patilla

Empalmes de las armaduras en barras longitudinales:

El tamaño del empalme es igual al largo del anclaje corregido por un coeficiente

$$l_v = \alpha x l_b$$

$$l_{v16 \text{ mm}} = 1.4 x 32.26 = 45.16 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm}$$

$$l_{v12 \text{ mm}} = 1.4 x 21.05 = 29.47 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm}$$

$$l_{v10 \text{ mm}} = 1.4 x 17.54 = 24.56 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Calculo de la armadura transversal para la viga

Cálculo de la armadura transversal lado izquierdo de la viga "C64"

Datos:

$$V_d = 152 \text{ KN}$$

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

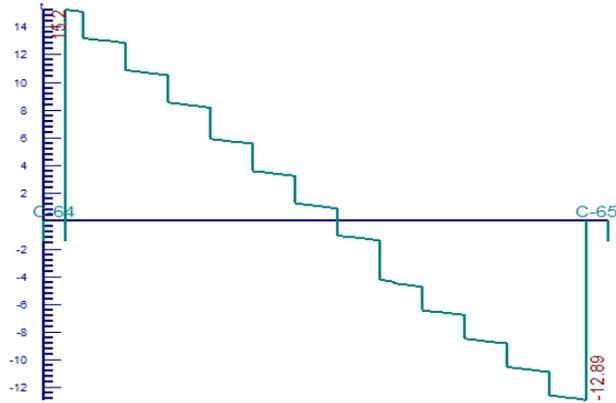
$$h = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Rec. mec.} = 4.1 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.4 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43.48 \text{ KN/cm}^2$$

$$d = 50.9 \text{ cm}$$



Cortante de cálculo

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{140} = 5.916 \text{ kg/cm}^2 = 0.0592 \text{ KN/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 0.0592 \text{ KN/cm}^2 \times 25 \text{ cm} \times 50.9 \text{ cm} = 75.28 \text{ KN}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 152 - 75.28 = 76.72 \text{ KN}$$

Caso A: $V_d \leq V_{cu} \rightarrow 152 \text{ KN} \leq 75.28 \text{ KN}$ **No Cumple**

Caso B: $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$

$$V_{ou} = 0.3 \times b \times d \times f_{cd} = 0.3 \times 25 \text{ cm} \times 50.9 \text{ cm} \times 1.4 \text{ KN/cm}^2 = 534.45 \text{ KN}$$

$$75.28 \text{ KN} < 152 \text{ KN} \leq 534.45 \text{ KN} \quad \text{Si cumple}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \times s}{0.9 \times d \times f_{yd}} = \frac{76.72 \text{ KN} \times 100 \text{ cm}}{0.9 \times 50.9 \text{ cm} \times 43.48 \text{ KN/cm}^2} = 3.85 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{st \text{ min}} = 0.02 \times b_w \times s \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 25 \times 100 \times \frac{1.4 \text{ KN/cm}^2}{43.48 \text{ KN/cm}^2} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Adaptamos la mayor:

$$A_{st} = 3.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal a dos piernas

$$A_s = \frac{A_{st}}{2} = \frac{3.85}{2} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Numero de estribo se adoptará un diámetro de 8mm

$$N^\circ \text{ estribo} = \frac{A_{st}}{A_s \phi 8\text{mm}} = \frac{4 \times 1.93}{\pi \times (0.8)^2} = 3.829 \rightarrow 4 \text{ estribos}$$

Espaciamiento de estribo a cada 1m

$$\text{Espaciamiento} \quad \text{Esp} = \frac{S}{N^\circ \text{ estribo}} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Se utilizara: 4Ø8mm C/25cm/m

Cálculo de la armadura transversal lado derecho de la viga “C65”

Cortante de diseño $V_d = -128.9 \text{ KN}$

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{140} = 5.916 \text{ kg/cm}^2 = 0.05916 \text{ KN/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 0.0592 \text{ KN/cm}^2 \times 25\text{cm} \times 50.9\text{cm} = 75.28 \text{ KN}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 128.9\text{KN} - 75.28\text{KN} = 53.62 \text{ KN}$$

Caso A: $V_d \leq V_{cu} \rightarrow 128.9\text{KN} \leq 75.28\text{KN}$ **No Cumple**

Caso B: $V_{cu} < V_d \leq V_{ou} \rightarrow 75.28\text{KN} < 128.9\text{KN} \leq 534.45\text{KN}$ **Si Cumple**

$$V_{ou} = 0.3 \times b \times d \times f_{cd} = 0.3 \times 25\text{cm} \times 50.9\text{cm} \times 1.4 \text{ KN/cm}^2 = 534.45\text{KN}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \times S}{0.9 \times d \times f_{yd}} = \frac{53.62\text{KN} \times 100\text{cm}}{0.9 \times 50.9\text{cm} \times 43.48 \text{ KN/cm}^2} = 2.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{st \text{ min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 25 \times 100 \times \frac{1.4 \text{ KN/cm}^2}{43.48 \text{ KN/cm}^2} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Adaptamos el mayor

$$A_{st} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal a dos piernas

$$A_s = \frac{A_{st}}{2} = \frac{2.79}{2} = 1.40 \text{ cm}^2$$

Numero de estribo se adoptará un diámetro de 8mm

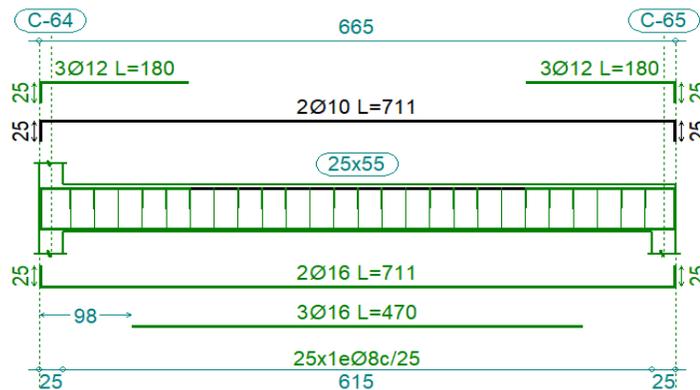
$$N^\circ \text{ estribo} = \frac{A_{st}}{A_s \phi 8\text{mm}} = \frac{4 \times 1.40}{\pi \times (0.8)^2} = 2.78 \rightarrow 3 \text{ estribos}$$

Espaciamiento de estribo a cada 1m

$$\text{Espaciamiento} = \frac{S}{N^\circ \text{ estribo}} = \frac{100}{3} = 33.33 \rightarrow 30 \text{ cm}$$

se utilizara: 3Ø8mm C/30cm

Figura 3.14: Disposición de la armadura en la viga



Fuente: Disposición de la armadura en la viga (Cypecad)

Tabla 3.14: Resumen general de resultados de cálculo de viga

Viga entre las columnas C64-C65	As Cypecad	As Calculado	Armadura Cypecad	Armadura adoptada	Diferencia
Armadura necesaria longitudinal inferior positivo cm ²	9.86	10.03	5Ø16mm	5Ø16mm	2.43%
Armadura longitudinal superior negativo lado izquierdo cm ²	3.85	3.56	3Ø12mm 2Ø10mm	2Ø12mm 2Ø10mm	7.8%
Armadura longitudinal superior negativo lado derecho cm ²	3.85	3.56	3Ø12mm 2Ø10mm	2Ø12mm 2Ø10mm	7.8%
Armadura transversal lado izquierdo C-64	-	-	Ø8mm c/25	Ø8mm c/25	-
Armadura transversal lado derecho C-65	-	-	Ø8mm c/25	Ø8mm c/30	-

Fuente: elaboración propia

Verificación de factor de reducción

Determinamos la deformación unitaria correspondiente al límite de proporcionalidad del acero traccionado.

$$\varepsilon_y = \frac{F_{yd}}{E_s} = \frac{43.478 \text{ KN/cm}^2}{21000 \text{ KN/cm}^2} = 0.00207$$

$$A_s \times F_{yd} = 0.85 \times F_{cd} \times b \times y$$

$$y = \frac{A_s \times F_{yd}}{F_{cd} \times b} = \frac{10.053 \times 43.478}{0.85 \times 1.40 \times 25} = 14.69 \text{ cm}$$

$$x = \frac{y}{0.8} = \frac{14.69}{0.8} = 18.36 \text{ cm}$$

Verificando el dominio

Dominio 3 $0.259 \times d \leq X \leq X_{lim}$

$$X_{lim} = 0.625 \times d = 0.625 \times 50.9 = 31.81 \text{ cm}$$

$$13.18 \text{ cm} \leq 18.36 \text{ cm} \leq 31.81 \text{ cm} \quad \text{Si cumple}$$

$$\frac{\varepsilon_c}{X} = \frac{\varepsilon_s}{(d - X)} = \varepsilon_s = 0.0035 \times \frac{50.9 - 18.36}{18.36} = 0.0062$$

$$0.01 \geq 0.0062 \geq 0.0021 \quad \text{Si cumple}$$

La falla que presenta esta sección es dúctil.

Verificación del estado límite de fisuración

Consiste en comprobar que la abertura de fisura característica sea menor o igual que una determinada abertura de fisura máxima la abertura de fisura depende del tipo o clase:

$$W_k \leq W_{max}$$

$W_{max} = 0.2 \text{ mm}$ clase de exposición tipo III ver (ver Anexo 4 tabla 13)

Calculo de la abertura característica

$$W_k = \beta \times S_m \times \varepsilon_{sm}$$

Calculo de la separación media entre fisuras

$$S_m = 2 \times C + 0.2 \times S + 0.4 \times K_1 \times \frac{\sigma \times A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde

C = 2.5cm recubrimiento geometrico de la armadura

S = 2.6 cm separacion entre barras longitudinales

K₁ = 0.125 Coeficiente flexion simple

A_{c,efica} = Area de hormigon , area donde donde puede producir la fisura

A_s = 4Ø20mm seccion total de la armaduras situadas en el area eficaz

$$A_{c,eficaz} = b \times (C + 7.5 \times \phi) = 25 \times (4.1 + 7.5 \times 1.6) = 402.5 \text{ cm}^2$$

$$S_m = 2 \times 2.5 + 0.2 \times 2.6 + 0.4 \times 0.125 \times \frac{2 \times 402.5}{10.053} = 8.72 \text{ cm}$$

ϵ_{sm} = Alargamiento medio de las armaduras teniendo en cuenta la colaboraci3n del hormig3n entre fisuras

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \times \left[1 - k_2 \times \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0.4 \times \frac{\sigma_s}{E_s}$$

K₂ = 0.5 Cargas duraderas

En estructuras de hormig3n no pretensados pueden calcularse de forma simplificada:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{A_{sreal} \times 0.8 \times d} \quad \sigma_{sr} = \frac{M_{fisur}}{A_{sreal} \times 0.8 \times d}$$

Donde puede hallarse:

$$M_{fisur} = f_{ct} \times W_{bru} = 0.228 \times 12604.17 = 2878.16 \text{ kN} - \text{cm}$$

M_{fisur} = Momento en que la fibra mas traccionada de hormigon alcanza el valor fct

W_{bru} = Modulo de la seccion bruta antes de la fisuracion

$$f_{ct,m} = 0.3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.3 \times \sqrt[3]{21^2} = 2.28 \text{ MPa} = 0.228 \text{ KN/cm}^2$$

$$W_{bruta} = \frac{1}{6} b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 25 \times 55^2 = 12604.17 \text{ cm}^3$$

Y de eso se tiene:

$$\sigma_s = \frac{11923.54}{10.05 \times 0.8 \times 50.7} = 29.11 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{sr} = \frac{2878.16}{10.05 \times 0.8 \times 50.7} = 7.01 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

El alargamiento medio es:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{29.11}{21000} \times \left[1 - 0.5 \times \left(\frac{7.03}{29.11} \right)^2 \right] > 0.4 \times \frac{26.80}{21000}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.001248 > 0.000510$$

El valor de la abertura característica W_k es:

$$W_k = \beta \times S_m \times \varepsilon_{sm} = 1.7 \times 87.23 \times 0.00125 = 0.18 \text{ mm}$$

$$W_k \leq W_{max} \quad \mathbf{0.18 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm} \text{ Si cumple}}$$

Verificación del estado límite de deformación

Calculo de la flecha instantánea

$$f_{int} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I}$$

Módulo de deformación secante

$$E_c = 9500 \times \sqrt[3]{F_{cm}} = 9500 \times \sqrt[3]{21 + 8} = 291870.09 \text{ KN/cm}^2$$

Inercia equivalente:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \times I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] \times I_f \leq I_b$$

$$W_{bruta} = \frac{1}{6} b x h^2 = 12604.17 \text{ cm}^3 \quad I_{bru} = \frac{b x h^3}{12} = 346614.58 \text{ cm}^4$$

$$M_a = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{0.157 \times 6.15^2}{8} = 7433.52 \text{ kN} - \text{cm}$$

Resistencia de flexo tracción del hormigón:

$$f_{ct,m} = 0.37 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.37 \times \sqrt[3]{21^2} = 2.82 \text{ MPa} = 0.282 \text{ KN/cm}^2$$

Momento nominal de fisuración de la sección:

$$M_{fisur} = f_{ct} \times W_{bru} = 0.282 \times 12604.17 = 3549.73 \text{ kN} - \text{cm}$$

Para hallar el momento de inercia de la sección totalmente fisurada es necesario conocer la posición de la línea neutra X que para una sección rectangular es:

$$\frac{X}{d} = n \rho_1 \left(1 - \frac{\rho_1}{\rho_2}\right) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \frac{\rho_2 X}{\rho_1 d}\right)}{n \rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}} \right]$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000}{2918.70} = 7.195$$

$$\rho_1 = \frac{A_1}{b \times d} = 0.0079$$

$$\rho_2 = \frac{A_2}{b \times d} = 0.00$$

Por lo tanto, la posición del eje neutro es de:

$$X = 10.37 \text{ cm}$$

A partir de aquí, la inercia de la sección fisurada se halla como:

$$I_{\text{fis}} = n A_1 (d - X) \left(d - \frac{X}{3}\right) + n A_2 (X - \text{Rec}) \left(\frac{X}{3} - \text{Rec}\right)$$

$$I_{\text{fis}} = 139191.24 \text{ cm}^4$$

Finalmente, la inercia equivalente será:

$$I_e = \left(\frac{3549.73}{13663.388}\right)^3 \times 346614.58 + \left[1 - \left(\frac{3549.73}{13663.38}\right)^3\right] \times 170463.98 \leq 346614.58$$

$$I_e = 161778.37 \text{ cm}^4$$

Calculo de la flecha instantánea

$$f_{\text{int}} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I_e} = \frac{5}{384} \times \frac{0.1572 \times 615^4}{2918.70 \times 161778.37} = 0.62 \text{ cm}$$

Calculo de la flecha diferida:

$$\xi = 2 \quad \rho_2 = 0.001239$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho_2} = \frac{2}{1 + 50 \times 0.00123} = 1.88$$

$$f_{diferida} = f_{int} \times \lambda = 0.62 \times 1.88 = 1.17 \text{ cm}$$

Flecha total será

$$f_{total} = f_{int} + f_{diferida} = 0.62 + 1.17 = 1.79 \text{ cm}$$

Se adopta un valor máximo para la flecha de:

$$\frac{L}{300} = \frac{615}{300} = 2.05 \text{ cm}$$

$$f_{total} < f_{adm} \rightarrow 1.79 \text{ cm} < 2.05 \text{ cm}$$

3.5.3.2 Diseño de elementos de sustentación de columnas

Se realiza el cálculo de una columna es una de las más críticas de proyecto. Para demostrar el cálculo el funcionamiento del programa CYPECAD Columna 109

Datos:

$$f_{cd} = 1.4 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 43.478 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Rec. geo} = 2.5 \text{ cm}$$

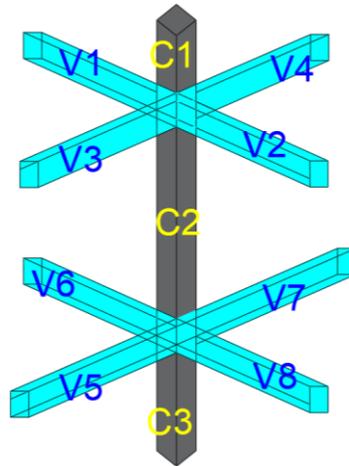
$$b = 25 \text{ cm}$$

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

$$M_{dx} = 10.8 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_{dy} = 31.4 \text{ KN} - \text{m}$$

$$N_d = 504.4 \text{ KN}$$



Momentos de inercia de la columna

$$I_{xc} = I_{yc} = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow \frac{25 \times 25^3}{12} = 32552.08 \text{ cm}^4$$

Momentos de inercia de las vigas

$$I_{xv1} = \frac{25 \times 55^3}{12} = 346614.58 \text{ cm}^4 \rightarrow I_{yv1} = \frac{25^3 \times 55}{12} = 71614.58 \text{ cm}^4$$

Inercia de las vigas de arriostre de planta baja

$$I_{xv4} = \frac{20 \times 40^3}{12} = 106666.67 \text{ cm}^4 \rightarrow I_{yv4} = \frac{20^3 \times 40}{12} = 26666.67 \text{ cm}^4$$

Determinacion del coeficiente de pandeo ψ :

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum(EI \div l) \text{ de todas las columnas que concurren}}{\sum(EI \div l) \text{ de todas las vigas que concurren}}$$

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xv1}}{L_{v1}} + \frac{I_{xv2}}{L_{v2}} + \frac{I_{yv3}}{L_{V3}} + \frac{I_{yv4}}{L_{V4}}} = \frac{\frac{32552.08}{305} + \frac{32552.08}{320}}{2x \frac{346614.58}{175} + 2x \frac{71614.58}{295}} = 0.0469$$

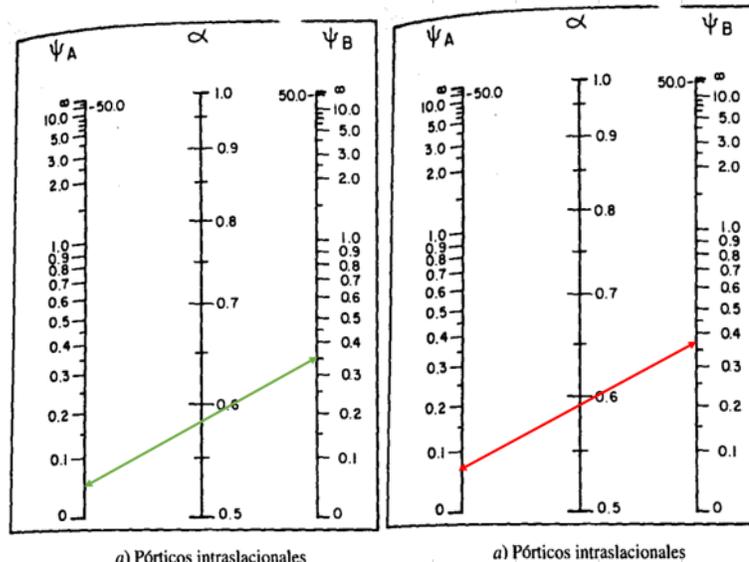
$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{yC2}}{L_{C2}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yv1}}{L_{v1}} + \frac{I_{yv2}}{L_{v2}} + \frac{I_{xv3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xv4}}{L_{V4}}} = \frac{\frac{32552.08}{320} + \frac{32552.08}{305}}{2x \frac{71614.58}{175} + \frac{346614.6}{295} + \frac{346614.6}{295}} = 0.066$$

$$\psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xv6}}{L_{V6}} + \frac{I_{xv8}}{L_{V8}} + \frac{I_{yv5}}{L_{v5}} + \frac{I_{yv7}}{L_{V7}}} = \frac{\frac{32552.08}{305} + \frac{32552.08}{140}}{\frac{106666.67}{615} + \frac{106666.67}{175} + 2x \frac{26666.67}{295}} = 0.352$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yv6}}{L_{V6}} + \frac{I_{yv8}}{L_{V8}} + \frac{I_{xv5}}{L_{v5}} + \frac{I_{xv7}}{L_{V7}}} = \frac{\frac{56250}{305} + \frac{56250}{110}}{\frac{26666.67}{615} + \frac{26666.67}{175} + 2x \frac{106666.67}{295}} = 0.369$$

Se considera un pórtico intraslacionales. Ingresando al monograma correspondiente a pórtico intraslacional obtenemos el coeficiente de pandeo.

Tabla 3.15: Monograma para determinar el factor K de longitud efectiva



$$\alpha_x = 0.57$$

$$\alpha_y = 0.59$$

Con estos valores obtenemos la longitud del pandeo

$$l_{ox} = \alpha_x \times l = 0.57 \times 305 = 173.85 \text{ cm} \quad l_{oy} = \alpha_y \times l = 0.59 \times 305 = 179.95 \text{ cm}$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_{mx} = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{173.85 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552.08 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}}} = 24.08 \text{ cm} \quad \lambda_{my} = \frac{179.95 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552.08 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}}} = 24.94 \text{ cm}$$

Determinación de la esbeltez geométrica de la columna:

$$\lambda_{gx} = \frac{l_{ox}}{h} = \frac{173.85}{25} = 6.954 \quad \lambda_{gy} = \frac{l_{oy}}{h} = \frac{179.95}{25} = 7.198$$

La esbeltez mecánica se encuentra dirección "X" Se encuentra en el caso 1 la pieza se puede considerar corta, despreciándose los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.

$$\lambda < 35 \quad 24.935 < 35$$

Excentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{(10.8 \text{ N} - m) \times 100 \text{ cm}}{504.4 \text{ KN}} = 2.141 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{(31.4 \text{ KN} - m) \times 100 \text{ cm}}{504.4 \text{ KN}} = 6.225 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm} \quad e_a = \frac{h}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{maxx} = e_{ox} + e_a = 2.141 + 2 = 4.141 \text{ cm}$$

$$e_{maxy} = e_{oy} + e_a = 6.225 + 2 = 8.225 \text{ cm}$$

Determinación de los esfuerzos reducidos

$$u_c = f_{cd} \times A_{col} = 1.4 \times 25 \times 25 = 875 \text{ KN}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{504.4 \text{ KN}}{875 \text{ KN}} = 0.576$$

$$\mu_x = \frac{N_d \times e_x}{U_c \times h} = \frac{504.4 \times 4.141}{875 \times 25} = 0.0956$$

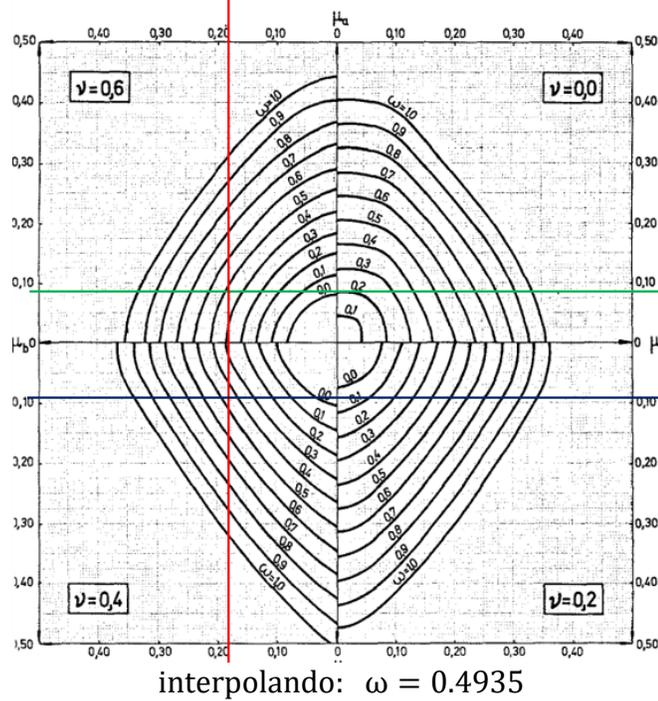
$$\mu_y = \frac{N_d \times e_y}{U_c \times b} = \frac{504.4 \times 8.225}{875 \times 25} = 0.1897$$

Una vez obtenido los valores se entra al ábaco en roseta en secciones rectangulares

$$\nu = 0.4 \qquad \omega = 0.52$$

$$\nu = 0.6 \qquad \omega = 0.49$$

Figura 3.9: Abaco en Roseta para flexión Esviada



$$A_s = W \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.4935 \times 25 \times 25 \times \frac{1.40}{43.478} = 9.93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 1.6^2 + 2 \times \frac{\pi}{4} \times 1.2^2 = 10.30 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4Ø16mm (esquinas) + 2Ø12mm (cara Y)

Armadura transversal

El diámetro de estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \times \phi_{\text{de la armadura transversal}} = \frac{1}{4} \times 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \\ \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Se asume el mayor $\emptyset 6\text{mm}$

La separación que tendrá la sección transversal será:

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (menor dimension de la pieza) } \rightarrow b = h = 25\text{cm} \\ 15 \times \emptyset_{\text{de la armadura longitudinal}} \rightarrow 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \end{cases}$$

Para la armadura del estribo:

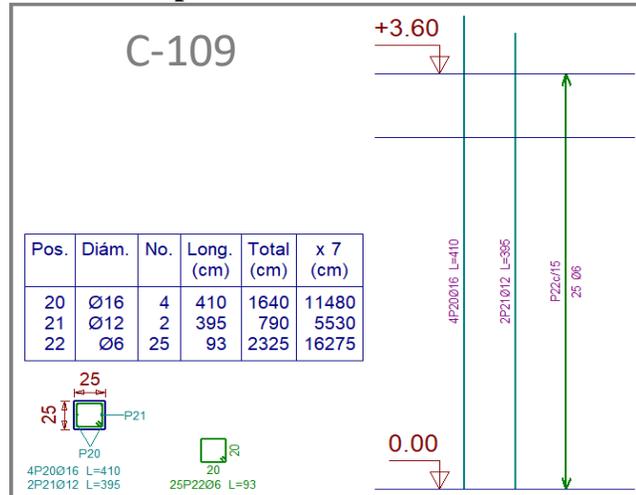
Se usará: $\emptyset 6\text{mm C}/15\text{cm}$

Tabla 3.16: Resumen de los resultados para la columna

columna C-109	Armadura necesaria Cypecad (cm ²)	Armadura necesaria manual (cm ²)	Armadura Adoptada Cypecad	Diferencia
Armadura longitudinal Principal	10.30	9.93	4 $\emptyset 16\text{mm}$ 2 $\emptyset 12\text{mm}$	4.17%
Armadura transversal			$\emptyset 6\text{mm C}/15$	

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.10: Disposición de la armadura en la columna



Fuente: Programa de CYPECAD

3.5.3.3 Diseño de losa alivianada con viguetas pretensadas

La losa aliviana unidireccional de viguetas con plasto formo está conformado por:

- Viguetas pretensadas
- Complemento aligerante de plasto formo
- Malla de acero corrugado
- Carpeta de compresión de hormigón armado

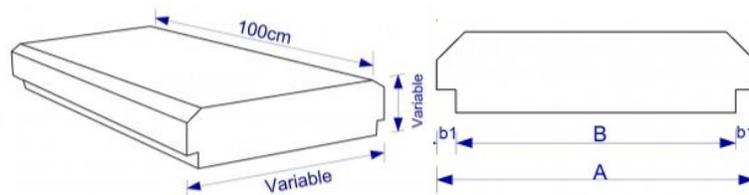


Para el presente diseño estructural se usó las viguetas pretensadas de la empresa de concrete que son la más conocida en nuestro medio constructivo. Las dimensiones del plasto formo proporcionadas por el fabricante se detallan en siguiente tabla:

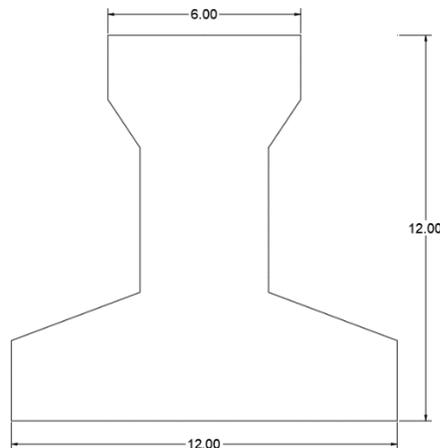
Tabla 3.17: Complemento de plasta formo CONCRETEC.

Complemento de plasto formó					
Medidas	Dimensiones (cm)				Densidad (kg/m ³)
	a	b	C	d	
20x12x130	42	130	20	38	8-10
20x42x100	42	100	20	38	8-10
20x52x100	52	100	20	38	8-10

Fuente: Ficha técnica viguetas pretensadas CONCRETEC



La vigueta de hormigón pretensado tiene las siguientes dimensiones:



Fuente: Elaboración propia

Características técnicas de la vigueta pretensada de CONCRETEC

Tabla 3.18: Especificaciones técnicas viguetas pretensadas CONCRETEC

Producto	Dimensiones (mm)				Peso promedio KN	Resistencia Acero $F_y=KN/cm^2$	Tipo de hormigón KN/cm^2
	a	b	h	L			
Vigueta Pret.	56	110	114.4	variable	0.172	180	3.50
Vigueta Pret.	60	121	112	variable	0.195	180	3.50

Fuente: Ficha técnica viguetas pretensadas CONCRETEC

Entrada en la viga:

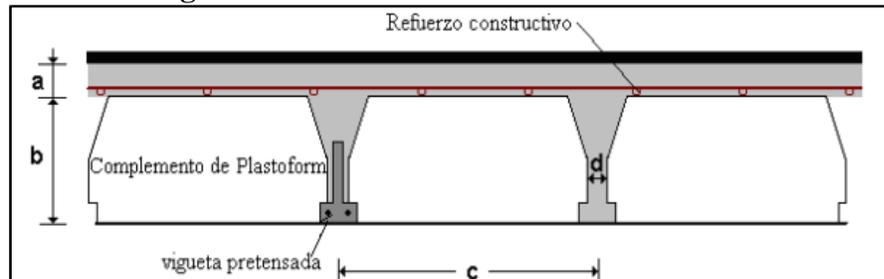
Las viguetas deben apoyar a un mínimo de 10 cm. sobre muros de mampostería o encadenados. Sobre encofrados de vigas a hormigonar las viguetas apoyaran un mínimo de 5 cm. El apoyo de las viguetas será de 10 cm. en toda la estructura.

Carpeta de compresión hormigón armado

Elemento formado por hormigón vertido en obra y armaduras, destinado a repartir las distintas cargas aplicadas sobre la losa. El espesor mínimo h de la losa superior hormigonada en obra, con pieza aligérate, no deberá ser menor a 5 cm.

Altura de la losa $h = 25$ cm

Figura 3.11: Geometría de la losa alivianada



Fuente: Elaboración propia

hormigón: La práctica pide una resistencia de 3.50 a 50 KN/cm² para el concreto pre esforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto es de 2 a 2.50 KN/cm².

Acero: El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir pres fuerza y suministrar la fuerza de tensión en el concreto presforzado.

Tabla 3.19: Compresión vigueta pretensada- vigueta prefabricada

Producto	Resistencia del acero $F_{yk} = \text{KN/cm}^2$	Resistencia de hormigón $F_{ck_{28}} = \text{KN/cm}^2$
Vigueta pretensada	180	3.50
Vigueta prefabricada	50	2.10

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de las características geométricas de la vigueta.

Propiedades de la vigueta normal en $t=0$

Tabla 3.20: Propiedades geométricas de sección de la vigueta pretensada

N°	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	y (cm)	A x Y (cm ³)	Inercia (cm ⁴)	d (cm)	A x d ² (cm ⁴)	Inercia +(Axd ²)
1	12.00	2.50	30.00	1.25	37.50	15.63	-3.65	398.85	414.47
2	4.00	1.50	3.00	3.00	9.00	0.38	-1.90	10.79	11.16
3	4.00	1.50	3.00	3.00	9.00	0.38	-1.90	10.79	11.16
4	4.00	7.50	30.00	6.25	187.50	140.63	1.35	54.98	195.61
5	1.00	1.50	0.75	9.50	7.13	0.09	4.60	15.90	15.99
6	1.00	1.50	0.75	9.50	7.13	0.09	4.60	15.90	15.99
7	6.00	2.00	12.00	11.00	132.00	4.00	6.10	447.07	451.07
sumatoria			79.500		389.25				1115.456

Fuente: Elaboración propia

Punto de aplicación de la fuerza de pretensado

Distancia el centro de barras inferiores: d1=1.5cm

Distancia a la barra superior: d2=7cm

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i(\text{barra}) \times d}{\sum A_i}$$

$$y_{cp} = \frac{(0.126\text{cm}^2 \times 3 \times 1.5\text{cm}) + (0.126\text{cm}^2 \times 1 \times 7)}{4 \times 0.126\text{cm}^2} = 2.875\text{cm}$$

Características de una sección hueca o bruta

$$y_i = C_{20} = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A} = \frac{389.25\text{cm}^3}{79.5\text{cm}^2} = 4.896\text{cm}$$

$$Y_S = C_{10} = h_T - Y_i = 12\text{cm} - 4.896\text{cm} = 7.104\text{cm}$$

Propiedades de la sección de la vigueta

h_T	12.0 cm
A_c	79.50 cm ²
I_c	1115.46 cm ⁴
C_{10}	7.104 cm
C_{20}	4.896 cm

Fuente: Elaboración propia

Sección compuesta

$$b_e = \frac{1}{4} \times L_o = \frac{1}{4} \times 320 = 80\text{cm}$$

$$b_e = 16 \times h_f + b_w = 16 \times 5\text{cm} + 4\text{cm} = 84\text{cm}$$

En ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación entre viguetas entonces:

$$b_e = 50\text{cm}$$

Cálculo de la reducción modular o coeficiente de equivalencia

Los esfuerzos producidos en una viga compuestos se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos:

$$n = \frac{E_C}{E_{CP}} = \frac{19000 \times \sqrt{F_{ck}}}{19000 \times \sqrt{F_{cp}}} = \frac{\sqrt{210}}{\sqrt{350}} = 0.774596$$

Base compuesta $b_{Homeg} = b_e \times n = 50 \times 0.77459 = 38.729\text{cm}$

Tabla 3.21: Propiedades geométricas para sección compuesta de la vigueta

N°	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	Y (cm)	A x Y (cm ³)	Inercia (cm ⁴)	d (cm)	A x d ² (cm ⁴)	Inercia +Ad ²
1	50.0	5.0	250.00	22.50	5625.0	520.83	4.64	5391.78	5912.61
2	3.5	10.0	17.50	16.67	291.67	97.22	-1.19	24.75	121.97
3	6.0	8.0	48.00	16.00	768.00	256.00	-1.86	165.34	421.34
4	3.5	10.0	17.50	16.67	291.67	97.22	-1.19	24.75	121.97
5	12.0	2.5	30.00	1.25	37.50	15.63	-16.61	8272.74	8288.36
6	4.0	1.5	3.00	3	9.00	0.38	-14.86	662.10	662.47
7	4.0	1.5	3.00	3	9.00	0.38	-14.86	662.10	662.47
8	4.0	7.5	30.00	6.25	187.50	140.63	-11.61	4040.95	4181.57
9	1.0	1.5	0.75	9.50	7.13	0.09	-8.36	52.37	52.46
10	1.0	1.5	0.75	9.50	7.13	0.09	-8.36	52.37	52.46
11	6.0	2.0	12.00	11.00	132.00	4.00	-6.86	564.05	568.05
Sumatoria			412.50		7365.58				21045.75

Fuente: Elaboración propia

Características de una sección hueca o bruta

$$y_i = C_{2\infty} = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A} = \frac{7365.58\text{cm}^3}{412.5\text{cm}^2} = 17.86 \text{ cm}$$

$$Y_S = C_{1\infty} = h_T - Y_i = 25\text{cm} - 17.86\text{cm} = 7.14\text{cm}$$

Propiedades de la sección de la vigueta

h_T	25.0 cm
A_{c∞}	412.50 cm ²
I_{c∞}	21045.75 cm ⁴
C_{1∞}	7.14 cm
C_{2∞}	17.86 cm

Fuente: Elaboración propia

Acciones de carga considerada sobre la losa aliviada

Peso por entre piso = 1.20 KN/m²

Peso propio de la losa = 1.601 KN/m²

Sobrecarga = 3 KN/m²

Cálculo de momentos producidos por el peso propio de la vigueta pretensada será:

$$q_o = \gamma_{hor} \times A = 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.00795 \text{ m}^2 = 0.1908 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{q_o \times L^2}{8} = \frac{0.1908 \text{ KN/m} \times (3.2 \text{ m})^2}{8} = 0.2442 \text{ KN} \cdot \text{m} = 24.4224 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

Momento debido a la carga muerta

$$q_D = C_D \times C = 2.952 \text{ KN/m}^2 \times 0.5 \text{ m} = 1.476 \text{ KN/m}$$

$$M_D = \frac{1.476 \text{ KN/m} \times (3.2 \text{ m})^2}{8} = 1.889 \text{ KN} \cdot \text{m} = 188.928 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

Momento debido a la carga viva

$$q_L = C_L \times C = 3 \text{ KN/m}^2 \times 0.5 \text{ m} = 1.50 \text{ KN/m}$$

$$M_L = \frac{1.50 \text{ KN/m} \times (3.2 \text{ m})^2}{8} = 1.92 \text{ KN} \cdot \text{m} = 192 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$M_T = 188.928 + 192 = 380.928 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

Cálculo de esfuerzos admisibles

$$f_{ci} = -0.6 \times f''_{ci} = -0.6 \times 280 = -168 \text{ kg/cm}^2 = -1.68 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{ti} = 0.8 \times \sqrt{f''_{ci}} = 0.8 \times \sqrt{280} = 13.387 \text{ kg/cm}^2 = 0.1339 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{cs} = -0.45 \times f''_c = -0.45 \times 350 = -157.5 \text{ kg/cm}^2 = -1.575 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{ts} = 1.6 \times \sqrt{f''_c} = 1.6 \times \sqrt{350} = 29.933 \text{ kg/cm}^2 = 0.299 \text{ KN/cm}^2$$

Verificación de las inecuaciones de condición cuando solo actúa las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado

Fuerza de pretensado inicial para tiempo cero t=0

$$e_0 = Y_1 - \text{recub} = 4.896\text{cm} - 2.875\text{cm} = 2.021\text{cm}$$

$$C_{10} = h_T - Y_i = 12 - 4.896 = 7.10\text{ cm}$$

$$C_{20} = Y_i = 4.896\text{cm}$$

$$P_0 \leq \frac{\left(f_{ti} + \frac{M_0 \times C_{10}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 \times C_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)} = \frac{\left(0.1339 + \frac{24.4224 \times 7.104}{1115.456}\right)}{\left(\frac{2.021 \times 7.104}{1115.46} - \frac{1}{79.5}\right)} = 985.88\text{ KN}$$

$$P_0 \leq \frac{\left(-f_{ci} + \frac{M_0 \times C_{20}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 \times C_{20}}{I_0} + \frac{1}{A_0}\right)} = \frac{\left(1.68 + \frac{24.4224 \times 4.896}{1115.456}\right)}{\left(\frac{2.021 \times 4.896}{1115.456} + \frac{1}{79.5}\right)} = 83.32\text{ KN}$$

Verificación de las incuaciones en las situaciones de servicio:

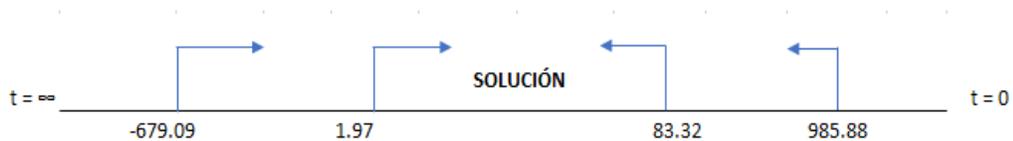
Fuerza de pretensado inicial para tiempo cero $t=\infty$

$$P_0 \geq \frac{\left(f_{cs} + \frac{M_T \times C_{1\infty}}{I_\infty}\right)}{n \times \left(\frac{e_\infty \times C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)} = \frac{\left(-1.575 + \frac{380.928 \times 8.174}{21045.75}\right)}{0.8 \times \left(\frac{14.98 \times 7.14}{19910.369} - \frac{1}{387.816}\right)} = -679.08\text{ KN}$$

$$P_0 \geq \frac{\left(-f_{ts} + \frac{M_T \times C_{2\infty}}{I_\infty}\right)}{n \times \left(\frac{e_\infty \times C_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty}\right)} = \frac{\left(-0.29933 + \frac{380.928 \times 17.856}{21045.75}\right)}{0.8 \times \left(\frac{14.98 \times 17.86}{21045.75} + \frac{1}{412.5}\right)} = 1.97\text{ KN}$$

El conjunto solución para la fuerza de pretensado es el siguiente

1. $P_0 \leq 985.88\text{ KN}$
2. $P_0 \leq 83.32\text{ KN}$
3. $P_0 \geq -679.09\text{ KN}$
4. $P_0 \geq 1.97\text{ KN}$



Verificación de la fuerza de pretensado

Se verifica la fuerza de pretensado inicial:

$$P_o = F_{ps} \times A_{sp}$$

$$F_{ps} = 0.75 \times F_{pu} = 0.75 \times 180 = 135 \text{ KN/cm}^2$$

$$P_o = 135 \times \frac{\pi}{4} \times 0.4^2 \times 4 = 67.86 \text{ KN}$$

Por lo tanto, se verifica que la fuerza de pretensado está dentro del conjunto solución

$$4. -P_o \leq P_o \leq 2. -P_o$$

$$1. 970 \leq 67.86 \leq 83.32 \text{ cumple}$$

Perdida de pretensado

Las pérdidas de pretensado son:

- Acortamiento elástico del Hormigón
- Contracción del hormigón - La fluencia lenta del Hormigón
- Relajación de los cables
- Se asumirá una pérdida de pretensado del 20 %

Fuerza de pretensado efectivo:

$$P_o = 67.86 \text{ KN}$$

$$\Delta P = 0.20 \times 67.86 = 13.57 \text{ KN}$$

$$P_e = 67.86 - 13.57 = 54.29 \text{ KN}$$

Verificación de los esfuerzos en la sección.

En las viguetas de hormigón pretensado se cumplirán que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, asumiendo un 20 % de perdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, no se superen las siguientes limitaciones de tensiones:

Para $t = 0$

- **Esfuerzos en la fibra superior.**

$$\frac{e_o \times C_{10} \times P_o}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} - \frac{M_o \times C_{10}}{I_o} \leq f_{ti}$$

$$\frac{2.021 \times 7.10 \times 67.86}{1115.456} - \frac{67.86}{79.5} - \frac{24.42 \times 7.10}{1115.456} \leq 0.8 \times \sqrt{280}$$

$$-0.136 \text{ KN/cm}^2 \leq 0.134 \text{ KN/cm}^2 \text{ si cumple}$$

- **Esfuerzos en la fibra inferior**

$$\frac{e_o \times C_{20} \times P_o}{I_o} + \frac{P_o}{A_o} - \frac{M_o \times C_{20}}{I_o} \leq -f_{ci}$$

$$\frac{2.696 \times 4.896 \times 67.86}{1115.46} + \frac{67.86}{79.5} - \frac{24.42 \times 4.896}{1115.46} \leq -(-0.60 \times 2.80)$$

$$1.348 \text{ KN/cm}^2 \leq 1.68 \text{ KN/cm}^2$$

Para T = ∞

- **Esfuerzos en la fibra superior.**

$$\frac{e_\infty \times C_{1\infty} \times P_o \times n}{I_\infty} - \frac{P_o \times n}{A_\infty} - \frac{M_T \times C_{1\infty}}{I_\infty} \geq f_{cs}$$

$$\frac{14.98 \times 7.14 \times 67.86 \times 0.8}{21045.75} - \frac{67.86 \times 0.8}{412.5} - \frac{380.928 \times 7.14}{21045.75} \geq -0.45 \times 3.50$$

$$0.015 \text{ KN/cm}^2 \geq -1.575 \text{ KN/cm}^2 \text{ si cumple}$$

- **Esfuerzos en la fibra inferior**

$$\frac{e_\infty \times C_{2\infty} \times P_o \times n}{I_\infty} - \frac{P_o \times n}{A_\infty} - \frac{M_T \times C_{2\infty}}{I_\infty} \geq -f_{ts}$$

$$\frac{13.951 \times 16.826 \times 67.8584 \times 0.8}{21045.75} + \frac{67.8584 \times 0.8}{387.816} - \frac{380.928 \times 16.826}{21045.75} \geq -1.6 \times \sqrt{350}$$

$$0.498 \text{ KN/cm}^2 \geq -0.299 \text{ KN/cm}^2 \text{ si cumple}$$

Verificación de la deflexión:

Se calculará la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro a flexión, y se sobrepone a la deflexión del prees fuerza.

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

Deflexión debido a la fuerza pretensora: Esta es considerada favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$P_e = 54.287 \text{KN}$$

$$e = 14.626 \text{ cm}$$

$$I_{xc} = 21045.754 \text{ cm}^4$$

$$L = 320 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ps} = \frac{-P_e \times e \times L^2}{8 \times E_c \times I_{xc}} = \frac{(-5428.672 \times 14.981) \times 320^2}{8 \times 19000 \times \sqrt{210} \times 21045.754} = -0.139$$

Deflexión debido a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple

$$q = 464.2 \text{ kg/m}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{cp} \times I_{xc}} = \frac{5 \times 4.6408 \times 320^4}{384 \times 19000 \times \sqrt{350} \times 21045.754} = 0.0847 \text{ cm}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de la deflexión permisible:

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} = -0.139 + 0.0847 = -0.0543 \text{ cm}$$

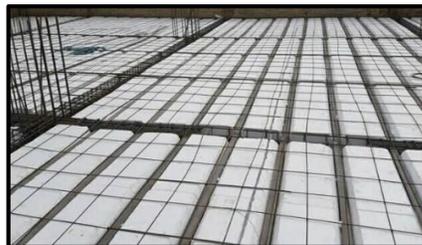
$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$-0.0543 \leq 0.64 \text{ cumple}$$

Cálculo de la Armadura de distribución:

Se recomienda colocar una armadura de distribución será como una malla o parrilla con fierro de 6mm con un espaciamiento de 25 a 30cm en ambas direcciones es importantes que la ubicación de esta armadura sea lo más alta posible (3 cm sobre el complemento).

Figura 3.12: Distribucion de Armadura de losa alivianada



Fuente: Internet construyendo.com

Y cuya área A, en cm²/m, cumplirá la condición:

$$A_{\min} \geq \frac{50 \times h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Donde:

A_{\min} = Es la armadura de reparto cm^2/m

h_o = espesor de la losa de compresion cm

f_{yd} = 434.78 MPa. Resistencia de acero de la armadura de reparto

$$A_{\min} \geq \frac{50 \times 5}{434.783} \geq \frac{200}{434.783}$$

$$A_{\min} \geq 0.575 \geq 0.460$$

Por lo tanto, la armadura de reparto a usar es:

$$A_{\min} = 0.575 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Un diámetro mínimo de las barras de: $\emptyset 6\text{mm}$ y una separación entre barra 25cm

$$A_{\emptyset 6} = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 0.6^2 = 1.139 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1.139 > 0.575 \text{ cumple}$$

Se distribuirá: 4 $\emptyset 6\text{mm}$ C/25 cm

3.5.3.4 Verificación de Diseño de Loza maciza para tanque de agua

Datos:

Rcubrimiento = 2 cm

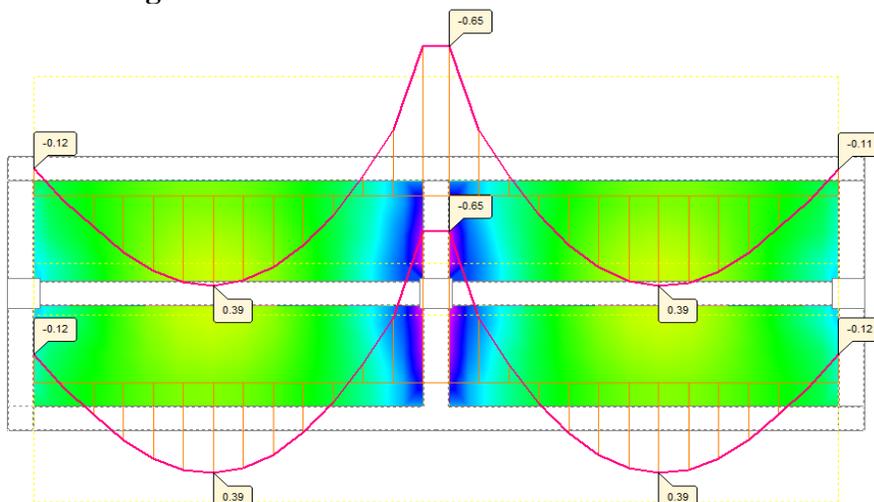
b_w = 100 cm

$$f_{cd} = \frac{2.10 \text{ KN/cm}^2}{1.5} = 1.40 \text{ KN/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{50 \text{ KN/cm}^2}{1.15} = 43.478 \text{ KN/cm}^2$$

Diseño de la armadura longitudinal en la dirección X de la losa

Análisis para la armadura inferior de la losa (momento positivo). Del paquete obtenemos la envolvente de diseño con el siguiente resultado.

Figura 3.13: Momentos máximos de losa maciza



Fuente: Programa de Cypecad

Momento maximo de diseño $M_{dx} = 3.9\text{KN} - \text{m}$

$$\mu = \frac{M_d}{b_w \cdot x d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{(3.9\text{KN} - \text{m}) \times 100\text{cm}}{100\text{cm} \times (13\text{cm})^2 \times 1.4 \text{KN}/\text{cm}^2} = 0.01648$$

Debido a que no cumple el momento reducido la cuantía mecánica será de $W=0.0310$

$$A_s = w \cdot x b_w \cdot x d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.031 \times 100 \times 13 \times \frac{1.40}{43.478} = 1.298 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima:

La cuantía mínima geométrica se obtiene de la tabla 3 Anexo 4. $W_{\min} = 0.0015$

$$A_{s \min} = w_{\min} \cdot x b_w \cdot x d = 0.0015 \times 100 \times 13 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Por razones de fización, se recomienda que la separación entre barras de la armadura principal no supere los 20 cm, en el caso de barras lisas, ni los 15 cm en el caso de barras corrugadas.

Por tanto, se asumirá esta última recomendación de la normativa.

$$N^{\circ}b = \frac{b_w - 2x r + S_{\max}}{S_{\max} + \phi_{10}}$$

$$N^{\circ}b = \frac{80\text{cm} - 2 \times 2\text{cm} + 15\text{cm}}{15 + 0.8\text{cm}} = 5.45 \rightarrow 6 \text{ barras}$$

se usara: 6Ø8 C/15cm

Momento maximo negativo de diseño $M_{dx} = 6.5\text{KN} - \text{m}$

$$\mu = \frac{M_d}{b_w x d^2 x f_{cd}} = \frac{(6.5\text{KN} - \text{m}) x 100\text{cm}}{100\text{cm} x (13\text{cm})^2 x 1.4 \text{KN}/\text{cm}^2} = 0.0275$$

Debido a que no cumple el momento reducido la cuantía mecánica será de $W=0.0310$

$$A_s = W x b_w x d x \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.031 x 100 x 13 x \frac{1.40}{43.478} = 1.298 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima:

La cuantía mínima geométrica se obtiene de la tabla 3 Anexo 4. $W_{\min} = 0.0015$

$$A_{s \min} = W_{\min} x b_w x d = 0.0015 x 100 x 13 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}b = \frac{80\text{cm} - 2x2\text{cm} + 15\text{cm}}{15 + 0.8\text{cm}} = 5.45 \rightarrow 6 \text{ barras}$$

se usara: 6Ø8 C/15cm

Diseño de la armadura transversal en la dirección Y de la losa

Momento maximo $M_{dy} = 0.5\text{KN} - \text{m}$

$$\mu = \frac{M_d}{b_w x d^2 x f_{cd}} = \frac{0.5\text{KN} x 100\text{cm}}{100\text{cm} x (13\text{cm})^2 x 1.4 \text{KN}/\text{cm}^2} = 0.002$$

Debido a que no cumple el momento reducido la cuantía mecánica será de $w=0.0310$

$$A_s = w x b_w x d x \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0310 x 100 x 13 x \frac{1.40}{43.478} = 1.27 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima geométrica se obtiene de la tabla 3 Anexo 4. $W_{\min} = 0.0015$

$$A_{s \min} = w_{\min} x b_w x d = 0.0015 x 100 x 13 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras

$$N^{\circ}\text{Barras} = \frac{1.95}{0.785} = 3.88 \rightarrow 4 \text{ barras}$$

Espaciamiento: $S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Numero de barras para un ancho de 300cm.

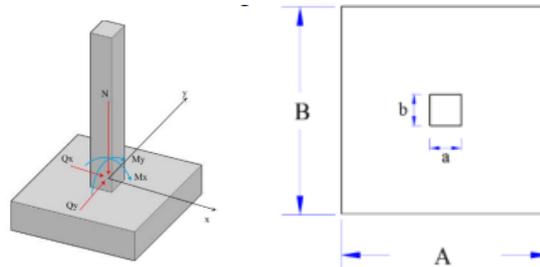
$$N^{\circ}b = \frac{b_w - 2xr + S_{\max}}{S_{\max} + \phi_8} = \frac{300\text{cm} - 2 \times 2\text{cm} + 15}{15 + 0.8\text{cm}} = 19.68 \rightarrow 20 \text{ barras}$$

SE USARÁ: 20Ø10mm C/15cm

3.5.3.5 Diseño de los elementos estructurales de fundaciones

Calculo del Diseño de la Zapata Aislada (Zapata 109)

Figura 3.14: Esfuerzos transmitidos a la zapata



Fuente: Elaboración

$M'_x = 0.2 \text{ KN} - \text{m}$ Momento en servicio en el eje x

$M'_y = 0.1 \text{ KN} - \text{m}$ Momento en servicio en el eje y

$H_x = 0.32 \text{ KN}$ Cortante en servicio en el eje x

$H_y = 18.6 \text{ KN}$ Cortante en servicio en el eje y

$N' = 394.2 \text{ KN}$ Carga total en servicio que llega a la zapata

$\sigma_{\text{adm}} = 0.0283 \text{ KN/cm}^2$ Esfuerzo admisible del suelo

Diseño geométrico de la zapata

Peso propio se lo asumirá como 10% de “N”

$$P = 10\% \times N = 10\% \times 394.2 = 39.42 \text{ KN}$$

Área de la zapata

$$A = \frac{N + P}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{394.2 + 39.42}{0.0283} = 15289.84 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{15289.84} = 123.65 \text{ cm} \rightarrow 125 \text{ cm}$$

Area adoptada sera de: $125\text{cm} \times 125\text{cm} = 15625\text{cm}^2$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por

$$\sigma_t = \frac{N}{a \times b} = \frac{394.2 \text{ KN}}{125\text{cm} \times 125\text{cm}} = 0.0252 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \rightarrow 0.0252 \text{ KN/cm}^2 \leq 0.0284 \text{ KN/cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Determinación del canto útil:

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{140} = 5.916 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \times f_{vd}}{\gamma_f \times \sigma_t} = \frac{4 \times 0.0592}{1.6 \times 0.0248} = 5.86$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \times b_0}{4} + \frac{a \times b}{2k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = \sqrt{\frac{25 \times 25}{4} + \frac{125 \times 125}{2 \times 5.86 - 1}} - \frac{25 + 25}{4} = 27.66 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_3 = \frac{2 \times (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 \times (125 - 25)}{4 + 5.86} = 20.28 \text{ cm}$$

Se adopta el mayor $d=30\text{cm}$ más recubrimiento geométrico de 5 cm sería igual $h=35\text{cm}$

Calculo del peso propio de la zapata:

$$P_{zapata} = \gamma_H \times A \times h = 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \times 1.56 \text{ m}^2 \times 0.35 \text{ m} = 13.13 \text{ KN}$$

Corrección de la normal:

$$N_T = 13.13 \text{ KN} + 394.2 \text{ KN} = 407.33 \text{ KN}$$

Calculo de corrección de momentos

$$M_{ox} = M_x + (Q_x \times H) = 0.1 + (0.2 \times 0.35) = 0.17 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_{oy} = M_y + (Q_y \times H) = 6.4 + (11.5 \times 0.35) = 10.43 \text{ KN} - \text{m}$$

Verificación al deslizamiento:

$\delta = 30^\circ$ ángulo de rozamiento interno del suelo

φ = ángulo de rozamiento de diseño

$$\varphi = \frac{2}{3} \times \delta = \frac{2}{3} \times 30 = 20^\circ$$

$$\gamma_{sx} = \frac{(N + P_p) \times \tan \phi}{Q_x} = \frac{(394.2 + 13.13) \times \tan(20^\circ)}{0.2} = 741.27 \geq 1.5$$

$$\gamma_{sy} = \frac{(N + P_p) \times \tan \phi}{Q_y} = \frac{(394.2 + 13.13) \times \tan(20^\circ)}{11.5} = 12.89 \geq 1.5$$

Verificación al vuelco

$$\gamma_x = \frac{(N + P_p) \times (a/2)}{M_{ox}} = \frac{(394.2 + 13.13) \times 1.25/2}{0.17} = 1497.51 \geq 1.5$$

$$\gamma_y = \frac{(N + P_p) \times (a/2)}{M_{oy}} = \frac{(394.2 + 13.13) \times 1.25/2}{10.43} = 24.41 \geq 1.5$$

Calculo de la armadura de la zapata:

Determinación del tipo de zapatas:

Rígida: Vuelo $\leq 2xh \rightarrow 50 < 70$

Flexible: Vuelo $> 2xh$

$$V = \frac{a - a_0}{2} = \frac{125 - 25}{2} = 50\text{cm}$$

Corresponde a una zapata rígida el metodo usado para el cálculo es de bielas y tirantes:

$$T_d = A_s \times f_{yd} = \frac{N_d}{2 \times 0.85 \times d} \times \left(\frac{a}{4} - \frac{a_0}{4} \right) = \frac{N_d}{6.8 \times d} \times (a - a_0)$$

$$A_s = \frac{N_d \times (a - a_0)}{6.8 \times d \times f_{yd}} = \frac{1.6 \times 407.33 \times (125 - 25)}{6.8 \times 29.4 \times 43.48} = 7.50\text{cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: $W_{\min} = 0.0015$

$$A_{s_{\min}} = W_{\min} \times b \times d = 0.0015 \times 125 \times 29.4 = 5.513\text{ cm}^2$$

Calculo de numero de barras:

$$N^\circ \text{barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{7.50}{\frac{\pi}{4} \times 1.2^2} = 6.63 \rightarrow 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento $S = \frac{b}{n} = \frac{125}{7} = 17.8\text{cm} \rightarrow 17.5\text{ cm}$

USAR 7Ø12 C/17.5cm

Dado que la zapata es cuadrada esta armadura será la misma para ambos lados.

Calculo de longitud de anclaje

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = 0.9 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0.9 \times \sqrt[3]{140^2} = 0.243 \text{ KN/cm}^2$$

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1.2}{4} \times \frac{43.478}{0.243} = 53.68 \text{ cm}$$

$$l_b = l_{b1} \times \frac{A_s}{A_{s_{real}}} = 53.68 \times \frac{7.5}{7.92} = 50.83 \text{ cm}$$

la longitud de desarrollo es más grande que mi vuelo por lo tanto se necesita ganchos.

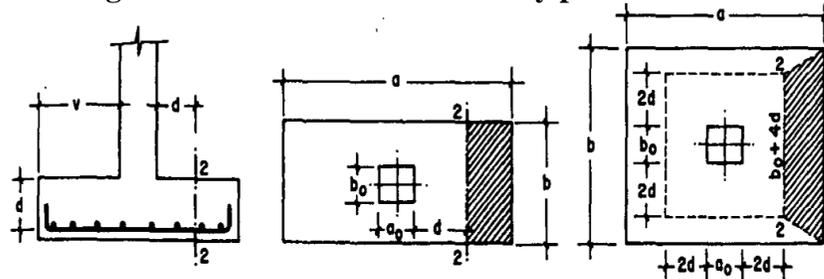
$$l_{b3} = m_3 \times \emptyset^2 \geq \frac{f_{yk}}{28.5} \times \emptyset \geq 15 \text{ cm} \quad l_{b3} = 12.6 \times 1.2^2 \geq \frac{500}{28.5} \times 1.2 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 18.14 \geq 21.05 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 21.05 \times \frac{7.5}{7.92} = 19.94 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Verificación a cortante

Figura 3.15: Verificación a Corte y punzonamiento



Fuente: Hormigón Armado Pedro Jiménez Montoya

$$V_d = \frac{\gamma_f \times N}{a \times b} \left(\frac{a - a_0}{2} - d \right)$$

$$V_d = \frac{1.6 \times 436.62 \text{ KN}}{125 \text{ cm}} \times \left(\frac{125 \text{ cm} - 25 \text{ cm}}{2} - 29.4 \text{ cm} \right) = 114.34 \text{ KN}$$

Verificación de la resistencia de adherencia a corte V_{u2}

$$V_{u2} = V_{cu} = F_{vd} \times b \times d = 0.0592 \times 125 \times 29.4 = 217.42 \text{ KN}$$

$$V_d < V_{u2} \rightarrow 114.34 \text{ KN} < 217.42 \text{ KN} \text{ cumple}$$

Verificación a punzonamiento

$$\text{Perimetro} = 4 \times \left(\frac{29.4}{2} + 25 + \frac{29.4}{2} \right) = 217.6 \text{ cm}$$

$$A_c = \text{Per.} \times d = 217.6 \times 29.4 = 6397.44 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_f \times N}{a \times b} \times (a \times b - (a_0 + d) \times (b_0 + d)) \leq A_c \times 2f_{vd}$$

$$\frac{1.6 \times 436.62}{125 \times 125} \times (125 \times 125 - (25 + 29.4) \times (25 + 29.4)) \leq 6397.44 \times 2 \times 0.05916$$

$$566.28 \text{ KN} \leq 756.95 \text{ KN} \quad \text{Cumple}$$

Verificación de la adherencia:

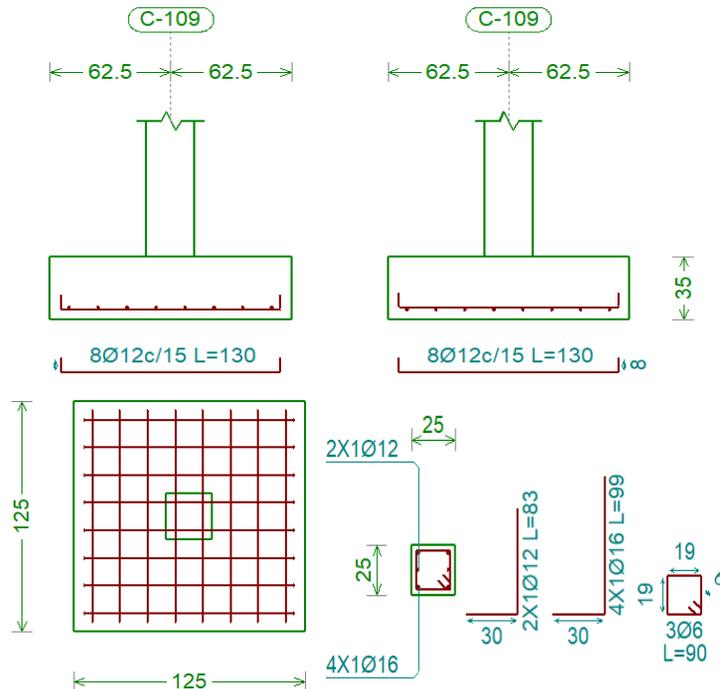
$$T_b = \frac{V_d}{0.9 \times d \times N^\circ \times \pi \times \phi} \leq T_{bd} = 0.95^3 \times \sqrt{F_{cd}^2}$$

$$T_b = \frac{114.34 \text{ kn}}{0.9 \times 29.4 \times 7 \times \pi \times 1.2} = 0.164 \text{ KN/cm}^2$$

$$T_{bd} = 0.95^3 \times \sqrt{140^2} = 23.12 \text{ kg/cm}^2 = 0.231 \text{ KN/cm}^2$$

$$0.164 \text{ KN/cm}^2 \leq 0.231 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Figura 3.16: Detalle de la armadura en la Zapata C109



Fuente: Detalle de armadura CYPECAD

Tabla 3.22: Comprobación de armaduras en cimentación

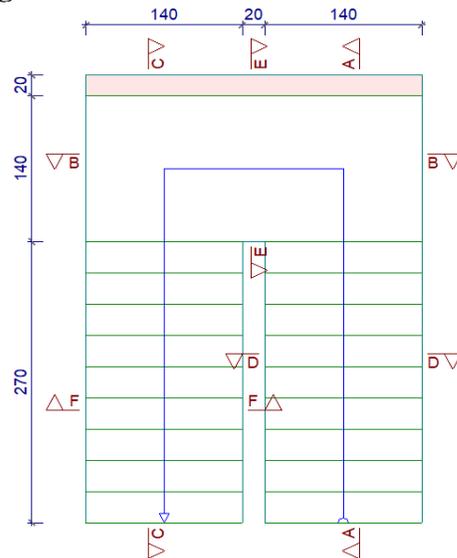
Armadura dirección "A"		
	Calculo manual	Cypecad
Dimensiones	1.25m X 1.25m	X 0.35m
Área de acero necesario (cm ²)	7.50	9.05
Armado	7Ø12mm	8Ø12mm
Separación (cm)	17.5	15
Armadura dirección "B"		
Dimensiones	1.25m X 1.25m	X 0.35m
Área de acero necesario (cm ²)	7.50	9.05
Armado	7Ø12mm	8Ø12mm
Separación cm	17.50	15

Fuente: Elaboración Propia

3.5.4 Estructuras complementarias

Diseño estructural de escalera

Figura 3.17: Dimensiones de la escalera



Fuente: vista en planta (CYPECAD)

Como se observará, se puede notar que la disposición de la escalera es simétrica en el tramo 1 y 2, es por este motivo que solo se realiza la verificación para una sola estructura.

Datos:

- Longitud horizontal de la rampa $L_n = 2.70\text{m}$

- Ancho de la rampa $b_w = 1.40\text{m}$
- Desnivel a salvar $Z = 3.60\text{m}$
- Recubrimiento $r = 0.03\text{m}$
- Huella $P = 0.30\text{m}$
- Contra huella $CH = 0.18\text{m}$
- Resistencia característica de hormigón $F_{ck} = 2.1 \text{ KN/cm}^2$
- Resistencia del acero $F_{yk} = 50 \text{ KN/cm}^2$

Peso específico de hormigón $\gamma_H = 24 \text{ KN/m}^3$

Sobrecarga de uso $SC = 3 \text{ KN/m}^2$

Acabados $Q_{acab} = 1 \text{ KN/m}^2$

Cálculo del Angulo de inclinación

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{1.8}{2.70}\right) = 33.69^\circ$$

Espesor de garganta

$$t_1 = \frac{L_n}{20} = \frac{2.70\text{m}}{20} = 0.135\text{m} \rightarrow \text{Asumiendo } t = 0.15\text{m}$$

Calculo número de peldaños

$$N^\circ\text{Pel} = \left(\frac{L_1}{P}\right) + 1 = \left(\frac{2.70\text{m}}{0.30\text{m}}\right) + 1 = 10 \text{ peldaños}$$

Verificación real contra huella

$$C. H = \frac{h_t}{2 \times N^\circ\text{pel}} = \frac{3.60 \text{ m}}{2 \times 10} = 0.18\text{m}$$

Cálculo de las cargas

Volumen de los peldaños (rampa 1)

$$V_{\text{pel}} = \frac{1}{2} \times N^\circ\text{Pel} \times P \times CH \times b = \frac{1}{2} \times 10 \times 0.3\text{m} \times 0.18\text{m} \times 1.4 = 0.378 \text{ m}^3$$

Volumen de la losa (rampa 1)

$$V_{\text{losa}} = b \times e_{\text{losa}} \times \frac{L_1}{\cos \alpha} = 1.4 \times 0.15 \times \frac{2.7}{\cos(33.69)} = 0.68 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Total}} = 0.378 + 0.681 = 1.06\text{m}^3$$

Área equivalente (rampa 1)

$$A_{e1} = b \times \frac{L_1}{\cos(\alpha)} = 1.4\text{m} \times \frac{2.70\text{ m}}{\cos(33.69)} = 4.54\text{ m}^2$$

Espesor equivalente (rampa 1)

$$e_1 = \frac{V_t}{A_{e1}} = \frac{1.056\text{ m}^3}{4.54\text{ m}^2} = 0.23 \rightarrow 0.25\text{ m}$$

Carga lineal del peso propio (rampa 1)

$$P_p = \gamma_H \times e_1 \times b = 24\text{ KN/m}^3 \times 0.25 \times 1.4 = 8.4\text{ KN/m}$$

Como la rampa 2 tienes la misma luz el cálculo es el mismo

Carga lineal del peso propio (descanso)

$$q_d = \gamma_{\text{hor}} \times e \times \left(b + \frac{O_{\text{escal}}}{2} \right) = 24\text{ KN/m}^3 \times 0.15\text{m} \times \left(1.4\text{m} + \frac{0.2\text{m}}{2} \right) = 540\text{ KN/m}$$

Carga lineal por acabado (rampa 1)

$$q_{\text{Acab}} = A_{\text{Acab}} \times b = 1\text{ KN/m}^2 \times 1.4\text{m} = 1.40\text{ KN/m}$$

Carga lineal por acabados (descanso)

$$q_{\text{acab}} = A_{\text{aca}} \times \left(b + \frac{O_{\text{escal}}}{2} \right) = 1\text{ KN/m}^2 \times \left(1.4\text{m} + \frac{0.2\text{m}}{2} \right) = 1.50\text{ KN/m}$$

Carga lineal por sobre carga (rampa 1)

$$q_{\text{sc}} = Q_{\text{sc}} \times b = 3\text{ KN/m}^2 \times 1.4\text{m} = 4.20\text{ KN/m}$$

Carga lineal por Sobrecarga (descanso)

$$q_{\text{sc}} = Q_{\text{sc}} \times \left(b + \frac{O_{\text{escal}}}{2} \right) = 3\text{ KN/m}^2 \times \left(1.4\text{m} + \frac{0.2\text{m}}{2} \right) = 4.50\text{ KN/m}$$

Cargas muertas para rampa 1 y 2

$$W_D = q_p + q_{\text{Acab}} + Q_{\text{bara}}$$

$$W_D = 8.40\text{ KN/m} + 1.40\text{ KN/m} + 0.5\text{KN/m} = 10.30\text{ KN/m}$$

Cargas muertas para descanso

$$W_D = q_p + q_{Acab} = 5.40 \text{ KN/m} + 1.5 \text{ KN/m} = 6.90 \text{ KN/m}$$

Carga viva para rampa 1 y 2

$$W_L = 4.20 \text{ KN/m}$$

Carga viva para descanso

$$W_L = 4.50 \text{ KN/m}$$

Cálculo de la última carga (rampa 1 y 2)

$$W_u = \gamma_G \times W_D + \gamma_G \times W_L$$

$$W_U = 1.6 \times (10.3 \text{ KN/m} + 5.6 \text{ KN/m}) = 23.20 \text{ KN/m}$$

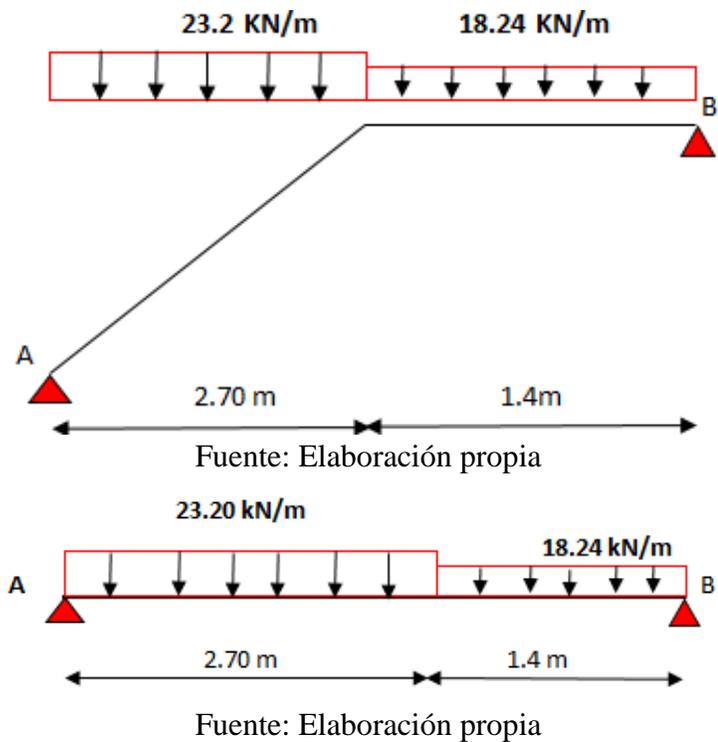
Cálculo de la última carga (descanso)

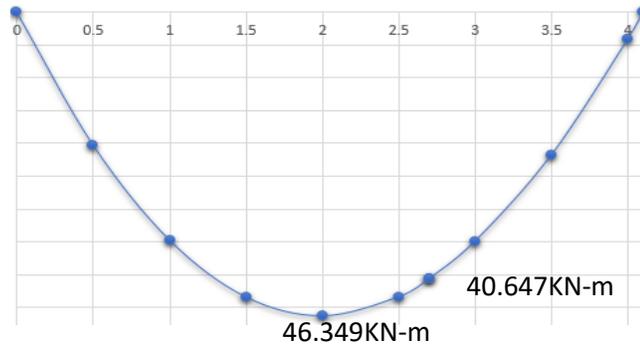
$$W_U = 1.6 \times (6.90 \text{ KN/m} + 4.5 \text{ KN/m}) = 18.24 \text{ KN/m}$$

Diseño estructural

Estado de flexión simple rampa (superior e inferior)

Figura: 3.18: Cargas actuantes sobre la escalera





Reacciones:

Reacción en el apoyo $A_y = 46.37 \text{ KN}$

Reacción en el apoyo $B_y = 41.80 \text{ KN}$

Momento maximo de diseño $M_d = 46.349 \text{ KN} - \text{m}$

Determinación de la armadura longitudinal positiva:

- Resistencia de cálculos de los materiales

$$f_{cd} = \frac{2.1 \text{ KN/cm}^2}{1.5} = 1.4 \text{ KN/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{50 \text{ KN/cm}^2}{1.15} = 43.478 \text{ KN/cm}^2$$

- Altura efectiva

$$d = h - d_1 = 15\text{cm} - 3 - 0.6 = 11.4\text{cm}$$

- Momento reducido de calculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{46.349 \times 100}{140 \times 11.4^2 \times 1.4} = 0.1788$$

Como tenemos: $\mu_{lim} > \mu_d$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Cuantia geometrica $W = 0.2040$

$$A_s = w \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.204 \times 140 \times 11.4 \times \frac{1.4}{43.47} = 10.58 \text{ cm}^2$$

- Cuantia geometrica minima para losas $w_{min} = 0.0015$

$$A_{s_{min}} = w_{min} \times b_w \times d = 0.0015 \times 140 \times 11.4 = 2.39 \text{ cm}^2$$

- De las dos armaduras adoptamos el mayor

$$A_s = 10.58 \text{ cm}^2$$

- Distribución de la armadura

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{S\phi 12}} = \frac{10.58}{\frac{\pi}{4} \times 1^2} = 9.46 \rightarrow 10 \text{ barras}$$

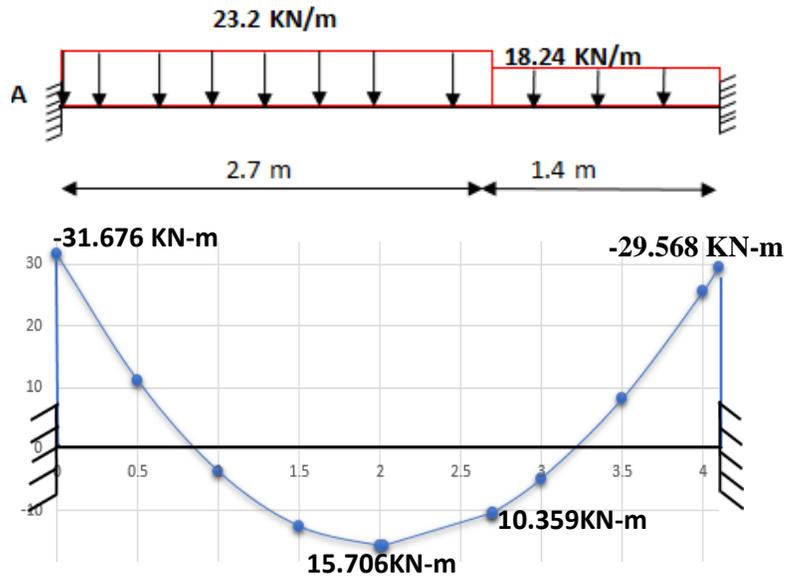
Espaciamiento:
$$S = \frac{b_w}{n^{\circ}} = \frac{140}{10} = 10 \text{ cm}$$

se utilizara: 14Ø10mm C/10 cm

Determinación de la armadura longitudinal negativa:

Se diseña tomando en cuenta la losa como si esta estuviese empotrada en sus extremos, realizando. Para el cálculo del momento flector se considera una redistribución de momentos bajo la consideración el grado de empotramiento que nos relaciona los momentos positivos con los negativos.

Figura 3.19: Diagrama de momento empotrado



Momento maximo negativo de diseño $M_d = 31.676 \text{ KN} - \text{m}$

- Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{31.676 \times 100}{140 \times 11.4^2 \times 1.4} = 0.1244$$

Como tenemos: $\mu_{lim} > \mu_d$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

- Cuantia geometrica $W = 0.1332$

$$A_s = w \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1332 \times 140 \times 11.4 \times \frac{1.4}{43.48} = 6.91 \text{ cm}^2$$

- Cuantía geométrica mínima para losas $w_{\min} = 0.0015$

$$A_{s\min} = w_{\min} \times b_w \times d = 0.0015 \times 140 \times 11.4 = 2.42 \text{ cm}^2$$

- De las dos armaduras adoptamos el mayor

$$A_s = 6.91 \text{ cm}^2$$

- Distribución de la armadura

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{6.91}{\frac{\pi}{4} \times 1^2} = 8.79 \rightarrow 9 \text{ barras}$$

Espaciamiento: $S = \frac{b_w}{N^\circ} = \frac{140}{9} = 15.56 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$

se utilizara: 9Ø10mm C/15 cm

Determinación de la armadura transversal

Datos:

Cortante de diseño $V_d = 46.374 \text{ KN}$

Canto $h = 15 \text{ cm}$

Ancho $b = 100 \text{ cm}$

- Cortante de calculo

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{140} = 5.92 \text{ kg/cm}^2 = 0.05916 \text{ KN/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 0.0592 \times 100 \times 11.4 = 67.44 \text{ KN}$$

$$V_d \leq V_{cu} \rightarrow 46.374 \text{ KN} \leq 67.44 \text{ KN} \text{ (cumple)}$$

Calculo de armadura mínima

$$A_{st\min} = w_{\min} \times b_w \times d = 0.0015 \times 100 \times 11.4 = 1.71 \text{ cm}^2$$

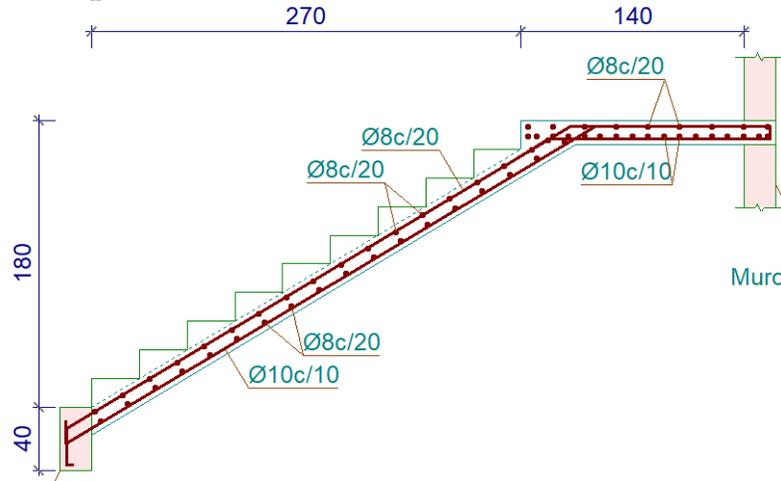
$$N^\circ B = \frac{A_{st}}{A_{s\phi 8}} = \frac{1.71}{\frac{\pi}{4} \times 0.8^2} = 3.402 \rightarrow 4 \text{ barras}$$

Espaciamiento $S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm/m}$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{324.5}{25} + 1 = 13.98 \rightarrow 14 \text{ barras}$$

se utilizara: 14Ø8mm C/25 cm

Figura 3.20: Detalle de la armadura de la escalera



Fuente: CYPECAD

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

El pliego de especificaciones técnicas realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto.

Las especificaciones técnicas detalladas por cada ítem se encuentran en el Anexo – 5

3.6.2 Computo métrico

El análisis de cantidades nos permite apreciar y poder cuantificar un costo total para la construcción de la infraestructura.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por ítem está hecha con criterio de separar todas las partes de costo diferente ya que sirve como lista indicativa de los trabajos ejecutados.

El cómputo métrico desarrollado por cada ítem se detalla en el Anexo A-6

3.6.3 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la

mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA de 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

El análisis de precios unitarios por cada ítem se encuentra detallado en el Anexo A-7

3.6.4 Presupuesto General de la obra

El presupuesto general de la obra se realizó con las cantidades de obra calculadas en los cómputos métricos y los precios unitarios para cada actividad.

Este presupuesto se encuentra a detalle en el Anexo A-8

3.6.5 Planeamiento y Cronograma

Para la construcción del internado se tiene un plazo de ejecución de 132 días calendario.

4 CAPÍTULO IV. Aporte académico del estudiante

4.1 Análisis comparativo técnico económico diseño alternativo de rampa

4.1.1 Planteamiento

Uno de los intereses en el diseño de una edificación, es proporcionar la libre accesibilidad de las personas, priorizando la libre circulación de las personas con discapacidad al medio físico. No todas las edificaciones de los centros de salud, disponen de medios de circulación vertical accesibles a personas con movilidad reducida, generando la inasistencia a estos centros.

Dado que el rendimiento de la rampa daría como resultado una estructura aproximadamente de 36 metros longitud sobre una superficie de 50.40 metros cuadrados.

Es por eso que se presenta como aporte académico un análisis técnico -económico comparativo entre 3 sistemas estructurales distintos. Mediante un modelado estructural realizando con la ayuda del paquete de Cypecad.

Sistema estructural de medios de circulación vertical:

- Losa maciza inclinados
- Losa aligerada inclinados
- Losa inclinados con tramos en voladizo

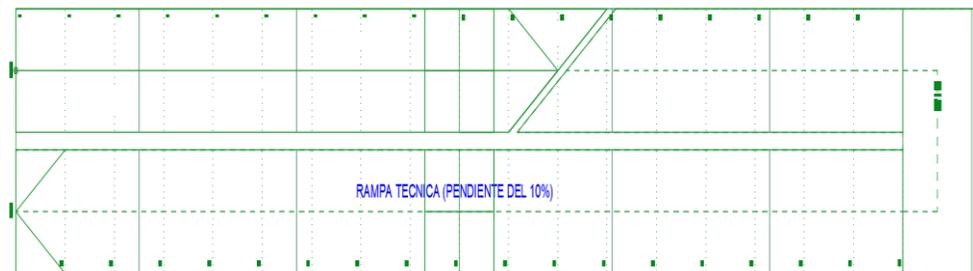
Una vez determinado el modelado del diseño estructural se realiza un análisis técnico económico de las estructuras y se determinará que diseño es el más óptimo y el más recomendable para su construcción en obra. Puesto que se tiene presente una estructura inclinada con tramos de longitudes y pendientes iguales entre columnas, se analizará un solo tramo del cual se realizará el análisis técnico-económico comparativo.

4.1.2 Marco teórico

El diseño arquitectónico desde un principio, presentó una disposición de tres sistemas estructurales de medios de circulación vertical, dos escaleras de dos tramos, y también una rampa inclinada con pendiente del 10%, las escaleras serán diseñadas de manera convencional, mientras que, para la rampa, se pretende realizar una comprobación técnica-económica entre tres sistemas estructurales diferentes.

La rampa vertical consta de 2 tramos el primero se encuentra a nivel del terreno hasta una altura de 1.80m con una longitud de 18 metros en lo cual en esta altura se encuentra un descanso de 1.40x1.40 metros. El segundo tramo empieza desde el descanso hasta el primer piso desde el nivel del terreno donde estará el descanso donde cambiará el sentido de la circulación. Todos los tramos estarán con una pendiente del 10%. Además, la estructura contará con una superficie antideslizante y unas barandas.

Figura 4.1. Vista en planta de la rampa



Fuente: Elaboración propia

Tipos de losas:

Losas en una dirección: Son losas que trabajan principalmente en una dirección, ocurre cuando la relación entre el lado más grande y el lado corto es superior a 2.

Losa en dos direcciones: son las que trabajan en las dos direcciones ocurre cuando la relación entre el lado más grande y el lado corto es inferior a 2.

Tabla 4.1: Espesor mínimo de losas en una dirección

Condición de apoyo	H mínimo
Simplemente apoyadas	L/20
Un extremo continuo	L/24
Ambos extremos continuos	L/28
En voladizo	L/10

Fuente: Pedro Jiménez Montoya

4.1.3 Cargas actuantes en la estructura

Cargas lineales sobre bordes de la rampa

Entre el primer y segundo piso existe una rampa que tendrá un barandado de tubo galvanizado.

Diámetro exterior $d_1 = 2$ Pulg.

Espesor = 1 cm

Diámetro interior $d_2 = 1.6$ Pulg

Peso específico = 78.50 KN/m^3

Área total

$$A = \frac{\pi}{4} \times 5.08^2 - \frac{\pi}{4} \times 4.06^2 = 7.296 \text{ cm}^2$$

Carga de los tubos horizontales de la baranda

$$q_h = A_T \times L \times \gamma_{\text{tubo}} \times N^{\circ} \text{ barra} = 0.0007296 \times 2 \times 78.50 \times 3 = 0.344 \text{ KN}$$

Carga del tubo vertical de la baranda

$$q_v = A_T \times L \times \gamma_{\text{tubo}} \times N = 0.0007296 \times 0.9 \times 78.50 \times 1 = 0.052 \text{ KN}$$

$$q_{\text{barandado}} = 0.344 + 0.052 = 0.396 \text{ KN}$$

Carga del barandado en una longitud de influencia de 2m

$$q_{\text{barandado}} = 0.396 \text{ KN/m}$$

Cargas superficiales sobre la rampa

Cargas variables en el tiempo que se determina por la función y uso del edificio. Presenta variaciones frecuentes o continuas, no despreciables en relación a su valor medio.

La sobrecarga se obtiene de la norma del Anexo 4 tabla 1

$$q_{\text{losa}} = 3 \text{ KN/m}^2$$

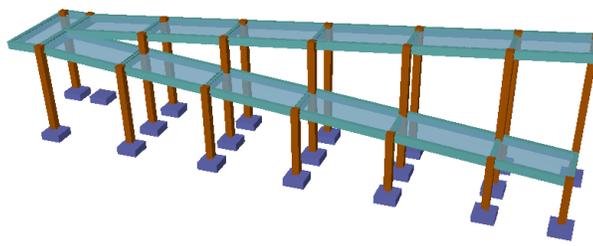
4.1.4 Características del sistema estructural

4.1.4.1 Características de losas inclinadas de losa maciza

La inclinación del plano medio de una losa no altera su modelo de comportamiento salvo que esa inclinación sea tan importante que se debe considerar el trabajo de la lámina como viga de gran altura.

Si la pendiente de la losa no supera el 27% (15°) es factible trabajar con el esquema horizontal es decir que se trabajan con las luces medidas en planta y con las cargas evaluadas por metro cuadrado horizontal tanto para la determinación de las solicitaciones como para la estimación de las descargas.

Figura 4.2: Losa inclinados de losa maciza



Fuente: Elaboración propia

Como la estructura es muy amplia y hacer un diseño manual completo para la determinación de esfuerzos es innecesario, se procederá al modelado de la estructura mediante el software Cypecad, posterior a eso se hará la verificación de un solo tramo de losa maciza.

Pre-Dimensionamiento de la estructura

$$h = \frac{L_x}{28} = \frac{300}{28} = 10.78\text{cm}$$

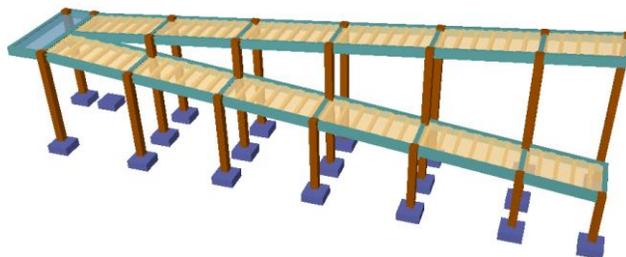
Armada en una dirección si:

$$2 < \frac{L_y}{L_x} = \frac{3}{1.4} = 2.14 \text{ en unidireccional}$$

4.1.4.2 Características de losas inclinados de losa aligerada

Las losas alivianadas son elementos estructurales que son ejecutadas con la incorporación de algún material más liviano que el hormigón, y que se la coloca en las zonas de tracción. Esto se lo hace debido a que el peso propio del hormigón es su mayor desventaja, puesto que cuando más se aumenta las luces de hormigón mayor es el peso que va adoptando el hormigón, y para reducir esta desventaja se realiza la incorporación de materiales livianos como ser los cerámicos y el polietileno (plastofom).

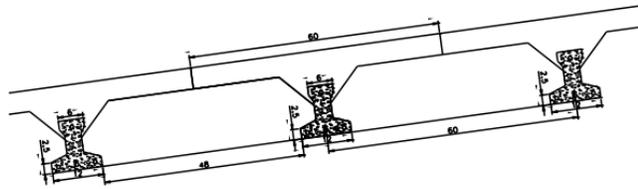
Figura 4.3: Losa inclinada con viguetas pretensadas



Fuente: Elaboración propia

Pre-Dimensionado de la estructura: EL pre-dimensionado y el diseño de la estructura viene expuesta en la sección. Diseño de losas alivianada.

Figura 4.3: Dimensiones de una losa alivianada

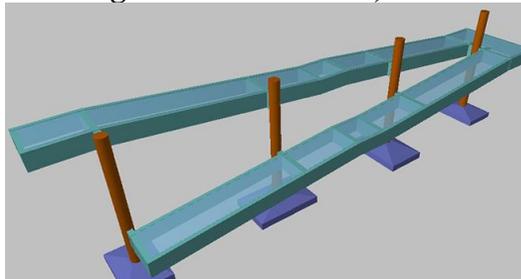


Fuente: Elaboración propia

4.1.4.3 Características de losa maciza con tramo con voladizo

Se debe tomar en cuenta que la estructura, por su amplia longitud, no podrá ser diseñada de manera que trabaje como una estructura auto portante, es por eso que se colocará columnas, pero que estas no trabajaran como un sistema de pórticos, si no con losas que trabajen en voladizo.

Figura 4.4: Diagrama de momento, tramo en voladizo



Fuente: Elaboración propia

El diseño de la armadura será el mismo que el de losa maciza, salvo que en este caso se aplicará un zuncho no estructural en el tramo no empotrado de la losa.

Pre-Dimensionado de la losa voladizo

$$h = \frac{L_x}{12} = \frac{140}{12} = 11.66\text{cm}$$

La estructura posee un sentido más largo que el otro, se dispondrá un espesor mínimo 12cm.

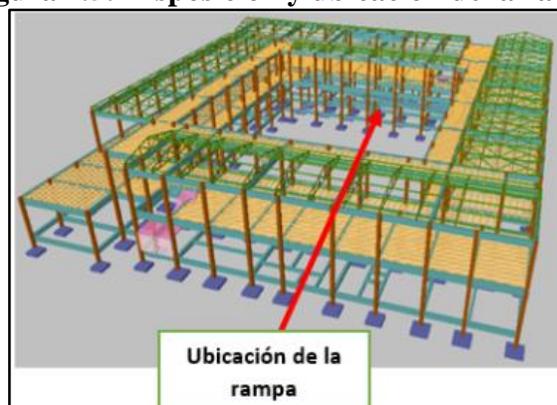
4.1.5 Producto aporte

Para la elección del tipo de rampa hay que tener en cuenta la existencia de ciertos parámetros que se nombran a continuación.

Superficie ocupada sobre el terreno

La ubicación de la estructura inclinada fue prevista de tal manera que no ocupe un área superior a la necesaria, facilite la accesibilidad, se preserve el área verde de recreación tal como se muestra en la figura siguiente, brinde comodidad y seguridad para una buena circulación. El diseño de los espacios libres de edificación incluidos dentro del perímetro cerrado del centro de salud fue especialmente atendido por el proyectista, reflejando el respeto del hombre por su entorno inmediato, necesario para alcanzar una mayor sensibilidad.

Figura 4.5: Disposición y ubicación de la rampa



Fuente: programa de Cypecad

Seguridad: La adopción de medidas de seguridad es uno de los aspectos de mayor importancia a afrontar en el diseño de vías accesibles. Se trata de un factor que interactúa con los demás y es un indicador clave del éxito de un proyecto.

4.1.5.1 Volumen cantidad y rendimiento

Alternativa 1 Losa inclinados de losa macizo

Tabla 4.2: Cantidad y volumen de material Alternativa 1.

	Hormigón	Barras	Encofrados
	m ³	KN	m ²
TOTAL	14.11	17.28	90.06

Fuente: Elaboración propia

Alternativa 2: Losa inclinados de losa aligerada

Tabla 4.3: Cantidad y volumen de materiales

	Hormigón	Barras	Encofrados	Bovedillas	Viguetas
	m ³	KN	m ²	Unidad	m
TOTAL	12.84	10.35	82.92	98	108.36

Fuente: Elaboración propia

Alternativa 3: Losa inclinados de losa macizo en voladizo

Tabla 4.4: Cantidad y volumen de materiales

	Hormigón	Barras	Encofrados
	m ³	KN	m ²
TOTAL	10.97	13.72	39.39

Fuente: Elaboración propia

4.1.6 Presupuesto de las alternativas del aporte

Tabla 4.5: Costos de materiales de la alternativa 1

Alternativa 1	Rendimiento	Unidad	P.U. (Bs)	Cantidad	Monto Bs
Hormigón				14.11	
	Cemento	350	kg	1	4938.5
	Arena	0.45	m ³	120.75	6.35
	Grava	0.92	m ³	120.75	12.98
Acero Estru.	122.47	kg	8.35	1728	14428.8
Madera		pie ²	8	969.40	7755.18
TOTAL					29456.66

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.6: Costos de materiales de la alternativa 2

Alternativa 2	Rendimiento	Unidad	P.U. (Bs)	Cantidad	Monto Bs
Hormigón				12.84	
	Cemento	350	kg	1	4494
	Arena	0.45	m ³	120.75	5.78
	Grava	0.92	m ³	120.75	11.81
Acero Estru.	80.61	kg	8.35	1050	8767.5
madera		pie ²	8	892.54	7140.3
TOTAL					22525.94

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.7: Costos de materiales de la alternativa 3

Alternativa 3	Rendimiento	Unidad	P.U. (Bs)	Cantidad	Monto Bs
Hormigón				10.97	
	Cemento	350	kg	1	3839.5
	Arena	0.45	m ³	120.75	4.94
	Grava	0.92	m ³	120.75	10.09
Acero Estru.	87.91	kg	8.35	1372	11456.2
Madera		pie ²	8	423.99	3391.92
TOTAL					20502.36

Fuente: Elaboración propia

Ahora tomaremos en cuenta no solo el material utilizado, sino también la mano de obra, y maquinaria aplicada.

Tabla 4.8: Presupuesto en bs de mano de obra más materiales

	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
	Losa maciza	Losa aligerada	Tramo Voladizo
Excavación	348.18	348.153	-
Zapatas	3976.37	3976.365	-
Relleno y Compactado	681.942	681.942	-
Carpeta de nivelación	225.19	225.19	-
Columnas	2861.49	2861.49	-
Vigas	20928.82	24359.58	5407.82
Losas	23390.06	25641.997	22342.64
Acero Estructural	31916.05	19204.50	25093.88
Presupuesto Total	78816.35	68846.74	52844.34

Fuente: Elaboración propia

4.1.7 Magnitud de luces y cargas

Se procuró que el diseño sea previsto de tal manera que las luces y cargas en la estructura sean las mismas en las diferentes alternativas.

4.1.8 Distancia a la que se encuentran la fuente de aprovisionamiento si se trata de prefabricados

En este punto, solo se cuenta con prefabricados en la alternativa 2, cuya losa está diseñada con viguetas pretensadas, sin embargo, la fuente de aprovisionamiento principal se encontraría en la ciudad de Tarija, distante a 1 hora del sitio de emplazamiento.

4.1.9 Medios auxiliares con los que podrá contarse para la elevación, apuntalado, encofrado.

Como ya fue indicado anteriormente, el área de encofrado necesario para todas las alternativas, que será resumida en la siguiente tabla.

Tabla 4.9: Cantidad de encofrado para las diferentes alternativas.

	Encofrado m ²
Alternativa 1: Losa maciza	90.06
Alternativa 2: Losa alivianada	82.92
Alternativa 3: Tramo voladizo	39.39

Fuente: Elaboración propia

4.1.10 Nivel de control de calidad previsto, de los materiales como en la ejecución

Dada que la calidad del material y de la mano de obra, será la misma para las diferentes alternativas, esto no se tomará en cuenta para la selección de la alternativa elegida.

4.2 Resultados y condiciones del aporte

Tabla 4.10: Resultados y presupuesto de las alternativas

	Alternativa 1 Losas macizas	Alternativa 2 Losas aligeradas	Alternativa 3 Tramo voladizo
Volumen de excavación (m³)	1.8	1.8	-
Seguridad y estabilidad	Cumple	Cumple	-
Volumen (m³)	14.11	12.84	10.97
Presupuesto de materiales (Bs)	29456.66	22525.94	15009.4
Magnitud de luces y cargas	-	-	-
Dist. De material prefabricados	-	1 hora	-
Mano de obra	Calificada	Calificada	Calificada
Apuntalado y encofrado (Pie²)	969.40	892.54	423.99
Nivel de control de calidad	Optima	Optima	Optima
Presupuesto Total (Bs)	78816.35	68846.74	52844.34

Fuente: Elaboración propia

El cálculo de las 3 alternativas se puede apreciar en el anexo XI

4.3 Conclusiones del aporte

La alternativa de menor precio es la que tienen el planteo estructural en tramo en voladizo sujeto a la optimización de secciones

- Tomando en cuenta, solo materiales, podemos indicar que la alternativa de precio referencial más bajo es la alternativa 3, con tramo en voladizo. Al no tener un sistema apuntalado, se disminuye la cantidad de material en obra y esto a su vez reduce el presupuesto total.
- Dicho esto, la alternativa 3 de tramo en voladizo es la más factible para construcción de la rampa inclinada.

5 Capítulo V Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

Luego de desarrollar el “Diseño Estructural del Centro de Salud Iscayachi” he sacado las siguientes conclusiones:

- Con el cálculo y diseño estructural del centro de salud con internado Iscayachi se cumplió los objetivos planteados al inicio del proyecto.
- El estudio de suelo que se realizó en el lugar de emplazamiento del proyecto fue realizado a una profundidad de 1.8m por debajo de nivel del terreno natural el estudio de laboratorio nos dio un suelo SP Arena mal graduadas gravas arenosas con poco o nada de fino con una capacidad admisible de $\sigma_{adm} = 2.83 \text{ kg/cm}^2$
- Las vigas de mayor dimensión obtenidas del cálculo son de 25x55cm disponiendo una armadura de 5 barras de 16mm. presentándose solo dos plantas en toda la estructura (planta baja y primera planta), para las vigas de planta alta y vigas de sobrecimiento sus dimensiones son 20X40cm. La viga más solicitada dispone una armadura de 5 barras de 16mm en la parte traccionada.
- Las columnas obtuvimos secciones cuadradas de 25X25cm tratándose de columnas cortas las cuales tienen una esbeltez mecánica en los rangos de 0 a 35, cumpliendo todas las recomendaciones de la norma CBH-87 como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos. La columna más solicitada dispone una armadura de 4 barras de 16mm en las esquinas y 2 barras de 12mm en la cara Y.
- En zapatas se utilizó zapatas aisladas las cuales una de las más solicitadas nos dio un tamaño de 125X125cm, además se debe tomar en cuenta que las zapatas más pequeñas no deben ser menor de una sección de 100X100cm.
- En el diseño de la estructura metálica para la cubierta se escogió un perfil rectangular de 60X40X2mm. Las dimensiones de los perfiles fueron seleccionadas en función a disponibilidad de mercado, cuyo perfil cumple con las condiciones de flexión, compresión que exige la norma AISI-LRFD.
- Se elaboraron las especificaciones técnicas constructivas; se realizaron los cálculos métricos del diseño estructural; y, se realizó el análisis de precios unitarios, habiéndose estimado un presupuesto de Bs 2,427,112.48 (Dos millones

cuatrocientos veintisiete mil ciento doce 48/100 Bs.) para la construcción de la obra gruesa.

- Cuando se utiliza un software estructural como CYPECAD, debe realizarse una revisión minuciosa de las armaduras de todos los elementos estructurales, modificando si es necesario las mismas para obtener una armadura más económica, pero respetando las cuantías mínimas y máximas que indica la Norma y la cuantía necesaria para resistir los esfuerzos más críticos

5.2 Recomendaciones

- Antes de realizar un modelado se debe analizar cargas y realizar un pre dimensionamiento de zapatas, vigas, columnas, además de basarnos en la norma a utilizar.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas, se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana CH-87 para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.