

# **CAPÍTULO I**

## **1. ANTECEDENTES**

### **1.1. Problema**

El Gobierno Autónomo Municipal de Tarija, teniendo conocimiento sobre el crecimiento de la mancha urbana, y sobre la situación actual de la Zona Monte Sud que se encuentra en crecimiento, ve la importancia que tiene de dotar de una Unidad Educativa para la Zona, que favorecerá a la niñez y juventud que tiene que caminar grandes distancias para llegar a una Unidad Educativa cernada a la zona, sumando así a la problemática que se cuenta con un Diseño Arquitectónico pero no así un Diseño Estructural el cual es fundamental para tener el precio referencial de la estructura diseñada.

### **1.2. Objetivos**

#### **1.2.1. General**

- Realizar el Diseño Estructural de la infraestructura de la Unidad Educativa Monte Sud, para el diseño arquitectónico propuesto por el gobierno autónomo municipal de Tarija cumpliendo los parámetros de diseño de la Norma CBH-87.

#### **1.2.2. Específicos**

- Analizar las cargas a la que se encontrará sometida la infraestructura para conocer el caso más desfavorable que se presentará la estructura.
- Desarrollar el cálculo estructural de acuerdo a norma CBH-87.
- Verificar el cálculo estructural con ayuda de Software Estructural CYPECAD.
- Elaborar los planos estructurales de la infraestructura.
- Determinar el Costo económico y Plazo de ejecución aproximado de la infraestructura.

### **1.3. Justificación**

#### **1.3.1. Académica**

Poner en práctica y profundizar los conocimientos adquiridos en el diseño de estructuras, de hormigón armado de acuerdo a normas vigentes del país, además de plantear soluciones a los distintos problemas que se presentan en el cálculo estructural, basándose en el principio de la ingeniería: análisis, cálculo y verificación.

### 1.3.2. Técnica

Debido al adelanto tecnológico y el mejoramiento de los materiales de construcción y actualización de normativas de diseño, es de esencial importancia la aplicación de los mismos teniendo conocimiento de las características topográficas y estudios de suelo del lugar de emplazamiento, como así también la ayuda de software de diseño que nos sirven para las verificaciones de cálculo más meticulosas.

### 1.3.3. Socio-económico

Contribuir en la solución al problema de la falta de una infraestructura para la Unidad Educativa Monte Sud, con el Diseño Estructural y un Precio Referencial del Costo del Proyecto, permitirá buscar el financiamiento para la posterior construcción y dar así comodidad a los estudiantes de la Zona así mismo a los maestros que vendrán a impartir clases.

## 1.4. Marco de Referencia

### 1.4.1. Espacial.

El proyecto está localizado en la Zona Monte Sud perteneciente al área Urbana del Municipio de Tarija, Provincia Cercado del Departamento de Tarija, Con coordenadas geográficas Latitud sur  $21^{\circ}29'47.50''$  y Longitud oeste  $64^{\circ}42'57.78''$  con una elevación de 1914 m.s.n.m. Cuenta con los servicios de luz, agua potable y conexión a gas domiciliaria, así también con transporte público.



Figura 1 Mapa geográfico de Tarija.

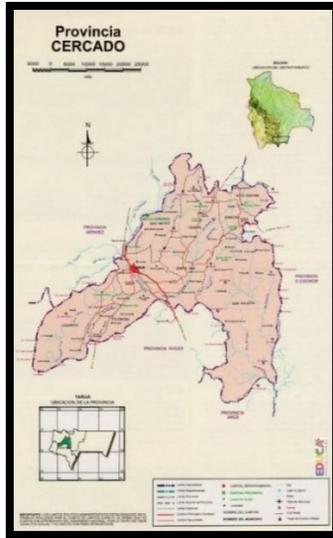


Figura 2 Mapa Geográfico de la Provincia Cercado.



Figura 3 Imagen satelital capturada desde Google Earth de la Zona de Emplazamiento.

#### **1.4.2. Temporal.**

En el diseño del proyecto se considerará mínimamente un periodo de 30 años de vida útil dentro de las condiciones de confortabilidad y seguridad del mismo.

#### **1.5. Alcance del Proyecto**

##### **1.5.1. Resultados a lograr**

Se incorporaron en la propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil los siguientes resultados que se deben lograr cuando se desarrolle el proyecto en la siguiente asignatura CIV 502 entre otros.

- Planteamiento de hipótesis de carga, análisis y determinación de comportamiento de la estructura ante las cargas actuantes en la misma.

- Diseño y cálculo de los elementos estructurales con secciones que cumplan con los esfuerzos establecidos en las normas.
- Analizar el comportamiento de las estructuras diseñadas para su adecuada utilidad.
- Realizar el diseño de todos los elementos de la estructura, ya sean zapatas, vigas, columnas, losas, escaleras y otras.
- Identificar los puntos o áreas críticas en la estructura, para así poder utilizar el debido refuerzo y brindar seguridad y confort a los ocupantes.
- Aprender a diseñar escaleras mediante toda la Bibliografía existente, siendo éste uno de los puntos críticos dentro de la carrera al no estar dentro del programa en las materias correspondientes.
- Análisis de volúmenes de actividades cómputos, precios unitarios y presupuesto general para la evaluación económica del proyecto.

### **1.5.2. Restricciones o limitaciones.**

En el Diseño estructural de la Unidad Educativa Monte Sud se tendrá las siguientes restricciones o limitaciones.

- No se realizará el diseño de las instalaciones básicas (Agua potable, Alcantarillado Sanitario, Pluvial, Eléctrico, etc.).
- No se hará especificaciones técnicas de la obra fina.
- Los cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto general serán sólo de la obra gruesa y no de la obra fina.

### **1.5.3. Aporte académico del estudiante.**

Debido a que a la fecha no se tiene mucha información sobre la comparación viga de arranque y llegada de una escalera, se realizará dicha comparación tomando en cuenta la vigente Norma Boliviana CBH-87, y la Norma ACI 318-14, las cuales servirán de guía comparativa el armado correspondiente que tendrá cada uno de las vigas de arranque y llegada para cada una de las normas tomadas en cuenta.

## **CAPÍTULO II.**

### **2. MARCO TEÓRICO.**

#### **2.1. Levantamiento topográfico.**

Entre los diferentes tipos de levantamiento topográfico que existen el que corresponde para este proyecto es.

Levantamiento catastral urbano: Es el levantamiento que se hace en ciudades, zonas urbanas y municipios para fijar linderos o estudiar las zonas urbanas con el objeto de tener el plano que servirá de base para la planeación, estudios y diseños de ensanches, ampliaciones, reformas y proyecto de vías urbanas y de los servicios públicos, (redes de acueducto, alcantarillado, teléfonos, electricidad, etc.).

Las operaciones que integran este trabajo son las siguientes:

- Establecimiento de una red de puntos de apoyo, tanto en planimetría como en altimetría.
- Relleno de esta red con tantos puntos como sea necesario para poder confeccionar un plano bien detallado.

Referenciación de cierto número de puntos especiales, tales como esquinas de calles, con marcas adecuadas referido a un sistema único de coordenadas rectangulares.

#### **2.2. Estudio de suelos.**

Suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el líquido y gas ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas.

En estado natural los suelos son sistemas de tres fases que consisten en estado sólido, agua y aire.

##### **2.2.1. Ensayo del SPT.**

El ensayo de penetración estandar, es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico. Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara normalizada (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro Exterior de 51mm e interior de 35mm, lo que supone la relación de áreas superior a 100) que permite tomar una muestra naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63.5Kg y 76.2cm respectivamente.

El objetivo del ensayo es poder definir la capacidad portante del suelo.

Este ensayo contempla dos etapas definidas, trabajo de campo y laboratorio.

#### **2.2.1.1. Trabajo de campo.**

Se refiere a utilizar solamente el equipo del SPT, en esta etapa se desea saber el número de golpes que se requieren para que la punta de penetración se incruste 30cm en el suelo, por efecto de los golpes que se dan con el martillo de 63.5kg a una altura de 76.2cm.

#### **2.2.1.2. Trabajo de laboratorio.**

El suelo muestreado en la etapa de campo, se debe procesar en el laboratorio mediante los ensayos de clasificación, esto implica que se debe realizar la granulometría, límites de Atterberg y clasificarlo por el sistema unificado de clasificación de suelos.

Para lo cual debemos definir lo siguiente:

Los suelos en general son llamados constituidos por grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas.

##### **2.2.1.2.1. Granulometría.**

El análisis mecánico o granulométrico es la determinación del rango del tamaño de las partículas presentes en el suelo, expresado como un porcentaje del peso total, se tienen 2 métodos para poder realizar dicha clasificación:

- Análisis por cribado (tamizado).
- Análisis hidrométrico.

Para el método del cribado se usa un juego de mallas graduados de acuerdo a normas ASTM y AASTHO, donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica, la cual se dibuja en una hoja logarítmica, ya que de no ser así se tendría que dibujar a escalas demasiado grandes.

AASTHO nos brinda una clasificación de las partículas dependiendo de su tamaño:

- Grava: Su tamaño se encuentra entre 76.2 mm y 2 mm.
- Arena: Su tamaño es de 2 mm a 0.075 mm.
- Limo: Su tamaño es de 0.075 mm a 0.02 mm.

- Arcilla: Su tamaño es menor a 0.02 mm.

#### **2.2.1.2.2. Consistencia del suelo.**

Antes de poder definir la consistencia del suelo debemos saber lo siguiente:

Material elástico. - Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero recupera su forma original (Suelos gruesos, gravas y arenas).

Material plástico. - Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero al contrario del material elástico, este no recupera su forma original (Suelos finos, Arcillas).

Suelo cohesivo. - Cuando existe una atracción entre las partículas y cuando interactúa el agua con el suelo produciendo una masa que permanece unida y se deforma plásticamente para diferentes contenidos de humedad (arcillas).

Suelo no cohesivo. - Cuando ocurre todo lo contrario al párrafo anterior (Gravas y Arenas).

Dependiendo del contenido de agua el comportamiento del suelo puede clasificarse en 4 estados básicos empleado los límites de Atterberg: sólido, semisólido, plástico y líquido.

Dichos límites se pueden definir de la siguiente manera:

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

Límite plástico(LP). - Es el contenido de humedad en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3 mm empieza a producir grietas y desmoronamientos.

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

$$IP = LL - LP$$

#### **2.2.1.2.3. Clasificación de los 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 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.

Sistema de Clasificación unificado USCS. - Está basado en la determinación en laboratorio de la distribución también se basa en la gráfica de plasticidad.

Este sistema de clasificación, clasifica a los suelos en dos amplias categorías:

- Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
- Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica y O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- W: Bien graduado.
- P: Mal graduado.
- L: Baja plasticidad (Límite líquido menor que 50).
- H: Alta plasticidad (Límite líquido mayor que 50).

### **2.3. Normas de diseño de los elementos estructurales.**

El diseño y cálculo de los elementos estructurales estarán en base a normativa “CBH-87” para todos los elementos de hormigón.

### **2.4. Método de Diseño.**

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones, exteriores produzcan un efecto exterior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

En consecuencia, el proceso de cálculo que usa la norma empleada para este proyecto aplicada a los elementos estructurales, consisten en:

- Obtención del efecto  $S_d$ , de las acciones exteriores relativas al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- Obtención de la respuesta  $R_d$  de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- El criterio de aceptación consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

## 2.5. Coeficiente de Seguridad.

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes minoración: (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

### 2.5.1. Estado límites últimos.

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- coeficiente de minoración del acero.....  $\gamma_s = 1,15$
- coeficiente de minoración del hormigón.....  $\gamma_c = 1,50$

Tabla 1 Estados límites últimos - Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+0.20
		Normal	0
		Intenso (2)	-0.10

Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado, Pág. 51

Para el coeficiente de mayoración de carga:

Tabla 2 Estados límites últimos - Coeficientes de ponderación de las acciones

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy importantes	+0.20

Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado, Pág. 51

## 2.6. Estructura de sustentación de la Cubierta.

La Norma Empleada para el diseño de la cubierta será, AISC 360-10 el método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de **Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LFRD)**, 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.

### 2.6.1. 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.

**Hipótesis de carga para la cubierta.** –Son las combinaciones de las acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los Estados límite.

A estas hipótesis de cargas se las afecta por factores de carga, los mismos que tienen como propósito incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

Se recomienda las siguientes combinaciones de carga para la estructura metálica.

- 1)  $U = 1.4 D$ .
- 2)  $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ .
- 3)  $U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$ .
- 4)  $U = 1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ .
- 5)  $U = 1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S$ .
- 6)  $U = 0.9 D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E)$ .

Dónde:

U representa la carga última; D las cargas muertas; L las cargas vivas; Lr las cargas vivas en techos; S las cargas de nieve; R las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W las cargas de viento y E las cargas sísmicas.

### **2.6.2. Diseño de los Elementos de la cercha.**

El diseño de los elementos de la cercha estará fundamentado con el Manual LRFD (Diseño por factores de Carga y Resistencia).

#### **2.6.2.1. Diseño de los elementos sometidos a tracción.**

Diseño de elementos sometidos a tracción implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas. Si el elemento tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área pérdida debajo de los agujeros.

#### **2.6.2.2. Diseño de los elementos sometidos a compresión.**

Son los elementos que soportan una carga de compresión axial. Esta 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.

#### **2.6.2.3. Diseño de los elementos sometidos a flexo-tracción.**

Los elementos sometidos a Flexo – Tracción son los elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de tracción y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a, principalmente

a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la tracción se presenta acompañada por flexión.

#### 2.6.2.4. Diseño de miembros sometidos a Flexión Biaxial.

De la mecánica de materiales sabemos que toda sección transversal de viga tiene un par de ejes principales y ortogonales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá una flexión asimétrica o flexión biaxial.

#### 2.6.2.5. Diseño de Uniones.

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

**Conexiones Atornilladas.** – Los dos tipos de tornillos que se emplean para las conexiones de miembros estructurales son los tornillos ordinarios (A307) y los tornillos de alta resistencia (A325 y A490). Los tornillos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados.

El espesor de las planchas a conectar determina en cada caso la longitud necesaria de los pernos. De la longitud total de la rosca y la longitud de apriete depende si la rosca se halla o no incluida en los planos de corte.

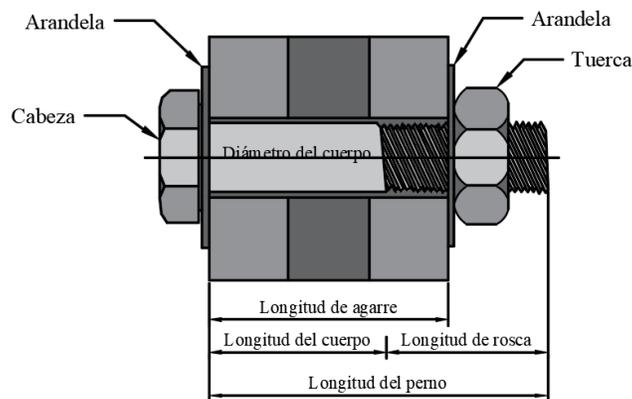


Figura 4 Detalle de perno.  
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3 Longitud de los pernos de alta resistencia A325 y A490.

<b>d<sub>b</sub></b>		<b>mínimo</b>		<b>mínimo</b>	
<b>mm</b>	<b>pulgadas</b>	<b>mm</b>	<b>pulgadas</b>	<b>mm</b>	<b>pulgadas</b>
13	½	18	1 1/16	25	1
16	5/8	22	7/8	32	1 ¼
19	¾	25	1	35	1 3/8
22	7/8	29	1 1/8	40	1 ½
25	1	32	1 ¼	45	1 ¾
29	1 1/8	40	1 ½	50	2
32	1 ¼	42	1 5/8	50	2
35	1 3/8	45	1 ¾	55	2 ¼
40	1 1/2	50	1 7/8	55	2 ¼

Fuente: Jack C. Mc - Cormac 2º Edición.

**Verificación al bloque de cortantes.** – El procedimiento se basa en la hipótesis de que una de las dos superficies de falla se fractura y la otra fluye.

La resistencia nominal en tracción es  $F_u A_{nt}$  por fractura y  $F_y A_{gt}$  por fluencia, donde  $A_{nt}$  y  $A_{gt}$  son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de tracción.

Tomando el esfuerzo cortante de fluencia y el esfuerzo último como el 60 % de los valores para tracción, la resistencia nominal por fractura cortante es  $0.6F_u A_{nv}$  y la resistencia por fluencia cortante es  $0.6 F_y A_{gv}$ , donde  $A_{nv}$  y  $A_{gv}$  son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de contacto.

#### 2.6.2.6. Diseño de la placa de asiento para vigas.

Si los extremos de las vigas se apoyan directamente sobre elementos de hormigón o mampostería, es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de asiento o apoyo. Se supone que la reacción se distribuye uniforme a través de la placa sobre la mampostería y que la mampostería reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada  $R_u$  dividida entre el área  $A$  de la placa.

#### 2.6.2.7. Diseño de los pernos de anclaje.

El diseño de perno de anclaje se lo hace considerando algunas precauciones propuestas por los autores Shipp y Haninger, quienes sugieren, una tabla según el tipo de acero utilizado, las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos según la siguiente tabla:

Tabla 4 Longitudes mínimas según tipo de acero.

<b>Tipo de perno. Material</b>	<b>Longitud mínima incorporada</b>	<b>Distancia marginal mínima incorporada</b>
A307, A36	12d	5d > 4in.
A325, A449	17d	7d > 4in.

Fuente: LRFD (Diseño por Factor de Carga y Resistencia).

En la que d es el diámetro nominal del perno éstas son distancias conservadoras.

## **2.7. Estructura de sustentación.**

Es un sistema que basa su estructura en pórticos que forman un esqueleto de columnas y vigas conectadas rígidamente por medio de nodos, los cuales son la característica de este sistema en donde los vanos entre las columnas y vigas son complementados por mampostería o algún cerramiento equivalente.

### **2.7.1. Vigas.**

La viga es un elemento estructural que está sometido esencialmente a flexión que resiste cargas transversales en ángulo recto respecto al eje longitudinal de la viga, las cargas recibidas de las losas son transmitidas a las vigas y éstas las pasan a las columnas y/o muros de carga.

#### **2.7.1.1. Análisis estructural.**

El análisis estructural se puede realizar mediante el uso de software de cálculo, para este proyecto se utilizará el software CYPE. La finalidad es determinar los valores de solicitaciones en las secciones críticas para tener un predimensionamiento y en otras secciones especiales para realizar una verificación.

#### **2.7.1.2. Diseño de armadura por flexión.**

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con lo dispuesto en 8.1, de la Norma CBH, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales.

Para el cálculo de secciones en agotamiento, o estados límites últimos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

- De acuerdo con el teorema de Bernoulli: Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la solicitación. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total,  $l/h$ , sea superior a 2.

- Los esfuerzos principales “M”, “Q” y “N”, se calcularán según 6.3.
- Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existen deslizamiento entre ambos materiales.
- Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a (véase figura 5.1.5.1.a):

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

0,002, en compresión simple.

- El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0,010.
- Se aplicarán a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, igualando la resultante de las tensiones del hormigón y el acero (solicitación resistente) con la solicitación actuante.
- Los diagramas de cálculo tensión-deformación, relativos al hormigón y al acero, son los indicados en 5.1.5 y 5.2.4.
- En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas solicitaciones, son los indicados a continuación, en 8.1 .2.

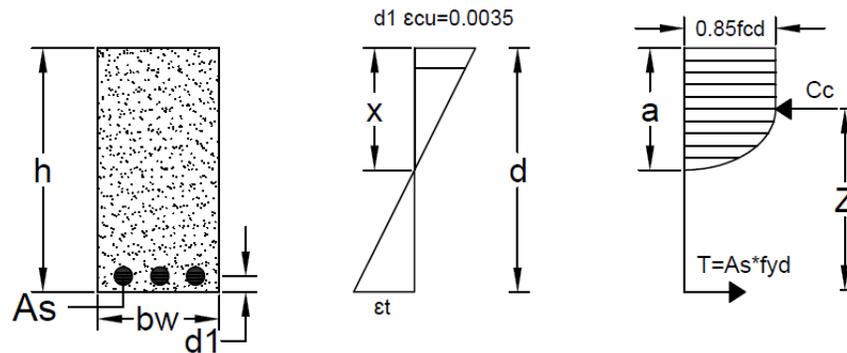


Figura 5 Diagrama de esfuerzo parábola rectángulo.  
Fuente: Elaboración propia.

### Proceso de cálculo a flexión simple.

- Primeramente se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_f$  mostrado en la tabla 2 de este capítulo.

$$Md = M * \gamma_f$$

- se calculará el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = \frac{Md}{f_{cd} * bw * d^2}$$

Donde:

$bw$  = Ancho transversal de la viga.

$d$  = Canto Útil.

- Se determinará el valor de  $\mu_{lim}$ , valor que se obtiene en función del tipo de acero tal como se muestra en las siguiente tabla.

Tabla 5 Valores Límites

ACERO	$f_{yk}$	$\epsilon_{lim}$	$\mu_{lim}$	$\omega_{lim}$
B 400 S y B 400 SD	400	0.668	0.332	0.460
B 500 S	500	0.617	0.316	0.424

Calculados con  $\gamma_s = 1.15$

$f_{yk}$  en  $N/mm^2$  (MPa)

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya 14va Edición, Pág. 281

Si:  $\mu_{lim} > \mu_d$  (No necesita armadura a compresión.)

Si:  $\mu_{lim} \leq \mu_d$  (Si necesita armadura a compresión.)

### Cálculo de las armaduras.

Para el primer caso cuando la viga no necesita armadura a compresión se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, es decir:

- Con el  $\mu_d$ , se obtiene la cuantía mecánica de la armadura  $\omega$  obtenido de la tabla 6.
- Se calcula la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$As = \omega * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

$\omega$  = Cuantía mecánica de la armadura.

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero.

$A_s$  = área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a tracción.

- Se calculará la armadura mínima y el valor  $\omega_{min}$  se obtendrá del punto 8.1.7.3. de la norma CBH-87, tabla 3 de este capítulo.

$$A_{s_{min}} = \omega_{min} * b_w * d$$

Sólo se aplica a secciones rectangulares.

- De las dos áreas de acero calculadas se tomará el valor mayor.

En el siguiente caso es cuando la viga necesite armadura a compresión debido a que  $\mu_{lim} \leq \mu_d$ , se deberá seguir los siguientes pasos.

- Como se tiene que  $\mu_d > 0.252$  se procede a dimensionar la armadura a tracción  $A_{slim}$  que es capaz de resistir un momento  $M_{lim}$  para  $x = 0.45d$ , entrando a la tabla 6 obtenemos la cuantía mecánica “ $\omega_{lim}$ ”.
- Entonces la armadura límite será:

$$A_{s_{lim}} = 0.3096 * \frac{f_{cd} * b_w * d}{f_{yd}}$$

Tabla 6 Tabla universal para flexión simple o compuesta.

$\xi$	$\mu$	$\omega$	$\frac{\omega}{f_{yd}} \cdot 10^3$	
0.0891	0.03	0.0310		
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.1590	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133		
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994	5000
0.6305	0.32	0.4338	0.1007	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114	4600
0.6618	0.33	0.4554	0.1212	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259	4200
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343	4000
0.6952	0.34	0.4783	0.1484	
0.7310	0.35	0.5030	0.1860	
0.7697	0.36	0.5296	0.2408	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2568	2400
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854	2200
0.8119	0.37		0.3280	
0.8597	0.38		0.4931	
0.9152	0.39		0.9251	
0.9848	0.40		5.9911	

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya 14va Edición, Pág. 278

- El valor del momento límite para esa profundidad de eje neutro es:

$$M_{lim} = 0.252 * f_{cd} * bw * d^2$$

Esta ecuación fue determinada a partir del momento reducido  $\mu_{lim}(x = 0.45d)$  de la tabla

5.

- El momento flector que falta para resistir ( $\Delta M = Md - Mlim$ ) se va a resistir mediante un incremento de armadura simétrica (equilibrada), tanto en compresión como en tracción ( $\Delta As$ ) para que así garanticemos que la fibra neutra no baje.
- Realizando sumatoria de momentos, encontramos la cantidad de armadura ( $\Delta As$ ) para que pueda resistir la sección un momento ( $\Delta M$ ).

$$\Delta As = \frac{\Delta M}{f_y d * (d - d_2)}$$

Nota: en el acero de compresión hay que verificar si es que está fluyendo, en el caso que no lo esté la armadura será anti-simétrica.

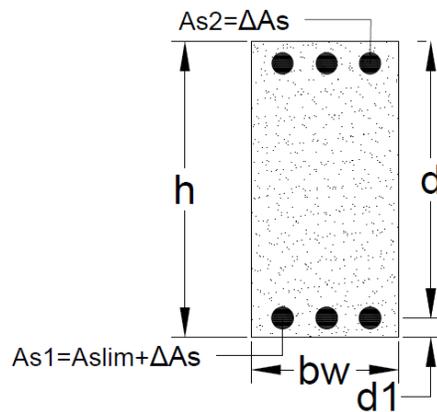


Figura 6 Disposición de armadura para mantener la profundidad del eje neutro.  
Fuente: Elaboración propia.

### 2.7.1.3. Diseño de armadura de corte.

Para el cálculo de estribos se tiene los siguientes casos para el diseño:

$$Vd \leq Vcu = 0.50 * \sqrt{f_c d} * bw * d$$

Siendo:

$Vd$  = esfuerzo cortante real actuante.

$Vcu$  = esfuerzo cortante resistido por el H°.

$$f_y d \leq 42 \text{ KN/cm}^2$$

Para el análisis de cortantes se tiene los siguientes casos:

- Caso 1 ( $Vd \leq Vcu$ )

No necesita armadura  $A_s$  Transversal el  $H^\circ$  resiste solo y se coloca  $A_{smin}$ , por tanto, se coloca la expresión de armadura mínima que da la norma CBH-87.

$$A_{smin} = 0.02 * bw * s * \frac{fcd}{fyd}$$

- Caso 2 ( $V_{cu} \leq V_d \leq V_{ou}$ )

En este caso se necesita armadura transversal, antes se verifica que el cortante de diseño “ $V_d$ ” sea menor que el cortante que produce la falla de agotamiento por compresión oblicua “ $V_{ou}$ ”.

$$V_{ou} = 0.3 * fcd * bw * d$$

Donde la armadura es:

$$A_s > \begin{cases} A_s = \frac{V_{su} * s}{0.9 * d * fyd} \\ A_{smin} = 0.02 * bw * s * \frac{fcd}{fyd} \end{cases}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La separación entre estribos según la norma CBH-87 nos dice:

$$e \leq \begin{cases} 30cm \\ 0.85d \\ 3bw \end{cases}$$

- Caso 3 ( $V_d > V_{ou}$ )

El esfuerzo cortante donde se está diseñando es mayor al esfuerzo cortante de la biela de compresión. Lo más recomendado es cambiar la sección.

### 2.7.2. Columnas.

Las columnas son elementos que principalmente sostienen cargas a compresión. En general las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o dos ejes de las secciones transversales y esta acción puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

### 2.7.2.1. Longitud de pandeo.

Estructuras intraslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.

Estructuras trasnacionales aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados desde el punto de vista de estabilidad del conjunto.

Pilares aislados, los pilares isostáticos, o los de pórticos en los que puede suponerse que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga.

longitud de pandeo  $l_0$  la distancia entre puntos de inflexión de la deformada.

Tabla 7 Coeficiente de longitud de pandeo de las piezas aisladas.

<b>Sustentación de la Pieza</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Un extremo libre y otro empotrado	2
Articulado en ambos extremos	1
Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en otro	0.7
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.5

Fuente: Tabla 20.1 Hormigón Armado, Jiménez Montoya 15va Edición, pág. 268.

Para determinar la longitud de pandeo para columnas que se encuentran en un piso se debe de recurrir a los monogramas que la norma CBH-87 nos facilita.

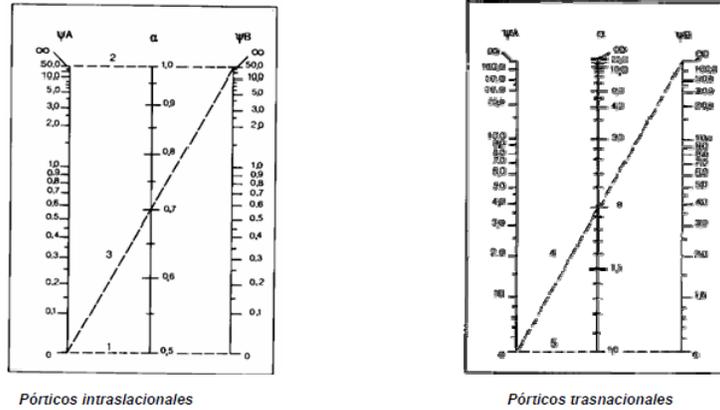


Figura 7 Nomogramas para determinar el coeficiente de pandeo.  
Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado, Pág. 84.

### 2.7.2.2. 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 y la esbeltez mecánica a la relación:

$$\lambda = \frac{lu * \alpha}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:

lu = Longitud libre de la columna.

α = Coeficiente de pandeo.

I = Inercia de la sección en el plano de análisis.

A = Área de la sección transversal.

En pilares aislados o pertenecientes a estructuras intraslacionales (véase definición en 8.3.1.2).

Si la esbeltez mecánica  $\lambda$  es inferior a 35, se desprecian los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no es necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Cuando  $35 < \lambda < 100$ , pueden aplicarse los métodos aproximados descritos en 8.3.5.2 y 8.3.5.3.

En pilares aislados, si  $100 < \lambda < 200$ , así como en estructuras trasnacionales, la comprobación frente al pandeo debe realizarse según método general prescrito en 8.3.2.1.

Esta norma no cubre los casos en que la esbeltez mecánica  $\lambda$  de los pilares sea superior a 200.

### **2.7.2.3. Columnas cortas de hormigón reforzado.**

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez mecánica es menor a 35 o geométrica menor a 10 se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección y por la resistencia de los materiales con lo que está construida. Se considera que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

### **2.7.2.4. Columnas intermedias.**

Este tipo de columna son aquellas que tienen la esbeltez mecánica  $35 < \lambda < 100$ , donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados recomendados por la norma CBH-87 en su punto 8.3.5.2.

### **Método de la excentricidad ficticia**

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

- Excentricidad de primer orden ( $e_o$ ): excentricidad inicial o de primer orden, no es menor que la excentricidad accidental, siendo  $e_o$  igual a  $M/N$ , donde “M” es el momento exterior aplicado de primer orden y “N” la carga axial actuante.

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{Nd}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{Nd}$$

- Excentricidad constructiva ( $e_c$ ): La excentricidad constructiva, toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal. Según el punto 8.3.2.3. de la norma CBH-87 nos da la siguiente ecuación para este tipo de excentricidad.

$$e_c = \frac{h}{20} \geq 2cm$$

Siendo “h” el lado donde está sometido el pandeo en cualquier dirección.

- Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden) ( $e_{fic}$ ): no tiene ningún significado físico, se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad ficticia tal que sumada a la excentricidad de primer orden “ $e_o$ ”, tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficiente apropiado.

$$e_{fic} = \left( 0.85 + \frac{fyd}{1200} \right) * \frac{h + 20e_o}{h + 10e_o} * \frac{l_o^2}{i} 10^{-4}$$

- Excentricidad final ( $e_f$ ): No es más que la suma de todas las excentricidades.

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

#### 2.7.2.5. Flexión esviada.

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

- En aquellos donde no se presenta simetría en su forma de vista en plano como las secciones en L que tienen lados desiguales.
- En aquellas secciones donde son simétricas en forma y están armadas en asimétricamente respecto al plano de simetría, y en aquellas secciones por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

Algunas vigas que pueden estar sometidas a cargas laterales (viento, empuje de la tierra en muros y cimientos, empuje de agua de depósitos, empuje del material almacenado en silos.

La mayoría de pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultarían de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

Se debe evitar en lo posible el diseño a flexión esviada debido a la complejidad y a la ausencia hasta ahora de métodos prácticos para su tratamiento.

#### 2.7.2.6. Sección rectangular con armadura simétrica.

En este apartado se tratará de la flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras y simétrica, en la que la única incógnita es la armadura total.

En el cálculo de estructuras de hormigón armado es habitual no hacer variar en el dimensionamiento la sección de hormigón, ya que ello exigirá en general un nuevo cálculo de esfuerzos y en muchos elementos resulta aconsejable el armado de barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de los pilares de edificación en los que en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de signo distinto así también en todo caso el armado asimétrico exigirá un control de obra especial. Además, siendo importante los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz. Para su dimensionamiento más sencillo y práctico se expondrá el siguiente procedimiento.

### **Ábacos adimensionales en roseta.**

Este método es igual o parecido a los diagramas de iteración en flexión recta.

Este método se obtiene un conjunto de superficie de iteración (N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>), estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarla por planos N=cte. En cada hoja puede agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea original de Gresser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos ( $v, \mu_x, \mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualquiera sea su dimensión y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada por la misma disposición de armadura, recubrimientos, tipo de acero y el límite plástico del mismo, basta entrar con el valor de  $v$  para saber en qué lado trabajaremos y con los valores  $\mu_x, \mu_y$ , interceptar un punto el cual será nuestra cuantía mecánica total necesaria para la sección que estamos dimensionando.

El procedimiento para entrar al ábaco es el siguiente:

- Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h$$

- Cálculo de los esfuerzos reducidos.

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

$$\mu_x = \frac{Nd * e_{fx}}{U_c * h}$$

$$\mu_y = \frac{Nd * e_{fy}}{U_c * b}$$

- Definir los valores de momento reducido para entrar al ábaco.

$$\mu_1 = \text{Mayor } (\mu_x, \mu_y)$$

$$\mu_2 = \text{Menor } (\mu_x, \mu_y)$$

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definida la distribución de las armaduras para los pilares se entra a los ábacos en roseta correspondiente. Si el valor de “ $v$ ” no es redondo, se obtendrá “ $w$ ” por la interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de “ $v$ ” entre los que esté situado el dado.

Los ábacos para flexión esviada están expuestos en el libro de “Jiménez Montoya – Hormigón Armado”.

#### **2.7.2.7. Consideraciones de Diseño.**

La norma CBH-87 especifica algunas limitaciones en las dimensiones, el esfuerzo, la resistencia lateral y otros aspectos relacionados con las columnas de Hormigón, algunas de las limitaciones más importantes son las siguientes:

- La menor dimensión de las columnas debe ser de 25 cm.
- El diámetro mínimo de las barras comprimidas más delgadas debe ser 12 mm.
- El número mínimo de barras longitudinales será, de 4 en secciones rectangulares y de 6 en secciones circulares; siendo la separación entre dos consecutivas de 35 cm, como máximo. Sin embargo, en el caso de pilares con  $b < 40$  cm, será suficiente colocar una barra en cada esquina.
- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de la barra mayor y que  $6/5$  del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contactos.
- El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.
- La separación “ $s$ ” entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las cantidades siguientes.
  - o 15 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales.
  - o La menor dimensión de la sección.
  - o  $0.85d$

- 30 cm
- La norma recomienda para las armaduras longitudinales de la pieza sometidas a compresión simple compuestas, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas A1 y A2 las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * Nd$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.05 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * Nd$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.05 * A_c * f_{cd}$$

## 2.8. Escaleras.

Las escaleras y rampas son los elementos de la estructura que conectan un nivel con otro. La comodidad que brindan al usuario depende en gran medida de su inclinación. En este sentido, es recomendable una inclinación de **20° a 50°**. Para pendientes menores lo usual es emplear rampas.

Las escaleras presentan diferentes tipos de secciones como se muestra en la figura 8. Los pasos miden entre 25 y 30 cm. y los contrapasos entre 16 y 19 cm. Como regla práctica se considera que una escalera bien proporcionada si cumple la siguiente relación:

$$61 \text{ cm} \leq 2c + p \leq 64 \text{ cm}$$

Donde:

C = longitud del contrapaso.

P = longitud del paso.

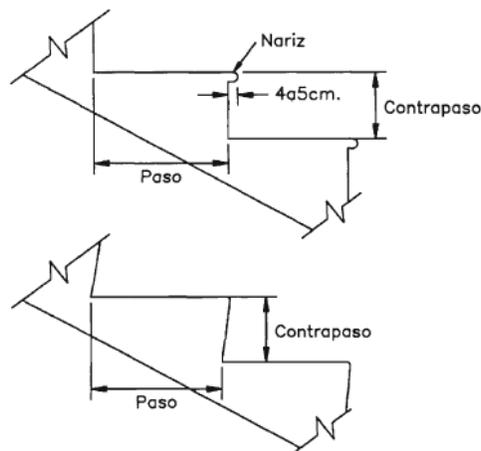


Figura 8 Diferentes secciones de escaleras.

Fuente: Diseño de estructuras de Hormigón, Teodoro Harmsen, Pág. 232.

Como regla práctica se puede utilizar la siguiente expresión para una escalera bien proporcionada:

$$h + 2C = K$$

Algunos autores nos recomiendan los siguientes valores para K.

- Según Blondel:  
K = 59 cm para viviendas.  
K = 66 cm para Edificios públicos.
- Según Tournus o Neufert:  
K = 61 a 64 cm o  $h - c \approx 12$  cm

Estas recomendaciones están basadas e medidas ergométricas del hombre. El número de escalones puede ser determinado con la siguiente relación.

$$n = \frac{H}{C}$$

Dónde: “H” es la altura libre desde el descanso hasta el piso en consideración y “C” la medida de la contrahuella.

Se puede calcular la longitud de la proyección horizontal del tramo de la escalera con la siguiente ecuación.

$$L_1 = h * (n - 1)$$

Donde “h” es la medida de la huella de los escalones, esta ecuación dependerá mucho de los planos arquitectónicos, por lo cual se puede ir jugando con el calor de la huella, pero sin pasar del valor recomendado anteriormente.

El diseño que se emplea en nuestras escaleras es aquel que está dentro de la clasificación de escaleras para algunos autores como escaleras apoyadas longitudinalmente de dos tramos. El predimensionamiento del espesor mínimo de la losa de la escalera se la puede hacer según recomendaciones de la norma CBH-87 con el fin de no calcular las deflexiones en la losa, la relación que usaremos de la tabla para nuestro análisis será la de una losa maciza en una dirección simplemente apoyada.

$$t_{min} = \frac{L}{20}$$

### **2.8.1. Idealización de escaleras apoyadas longitudinalmente.**

Este tipo de escaleras se caracterizan por encontrarse apoyada en los extremos. La armadura principal se coloca en la dirección más larga, mientras que, en la longitud más corta, se dispone de

armadura de repartición que en caso de la norma CBH, se trata de la mínima por contracción y temperatura.

En la figura 9 se representa una losa de escalera apoyada longitudinalmente sometida a cargas verticales, no posee reacciones horizontales debido a la existencia de un apoyo simple, sin la rigidez suficiente para absorber dichos esfuerzos, en tal caso los diagramas son los que se observan.

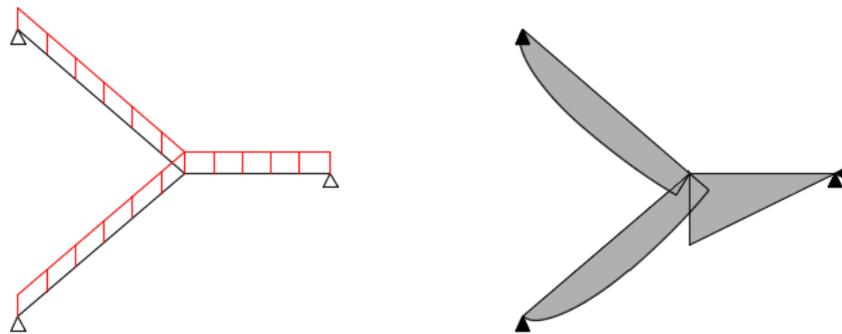


Figura 9 Idealización de una escalera con apoyo deslizable.

Fuente: Elaboración propia.

El modelo de la figura 10, en cambio muestra la misma estructura para modelada con apoyos fijos con rigidez suficiente como para generar un esfuerzo horizontal. En tal caso los diagramas cuentan con un momento negativo en la zona de descanso y uno positivo en el tramo. Se obtienen diagramas de distinto signo lo cual debe ser tomado en cuenta en el dimensionamiento en el trazado de las armaduras.

En realidad, la situación real más frecuente es intermedia a los dos casos, por lo que conviene extraer de las dos modelaciones las situaciones más desfavorables y realizar el trazado de las armaduras de la manera más conveniente.

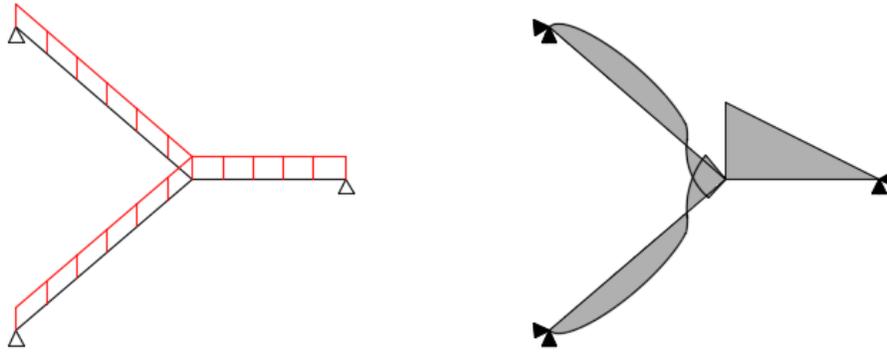


Figura 10 Idealización de una escalera sin apoyo deslizable.

Fuente: Elaboración propia.

### 2.8.2. Cargas y solicitaciones.

Son estructuras inclinadas y las cargas actúan verticalmente. La determinación de los momentos flectores se puede realizar de dos maneras:

- En proyección horizontal.

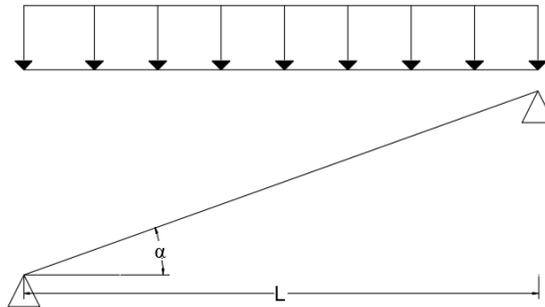


Figura 11 Tramo de escalera con las cargas verticales.

Fuente: Elaboración propia.

El momento máximo para este tipo de carga es:

$$M_{\max(+)} = \frac{q_u * L^2}{8}$$

- Proyección inclinada.

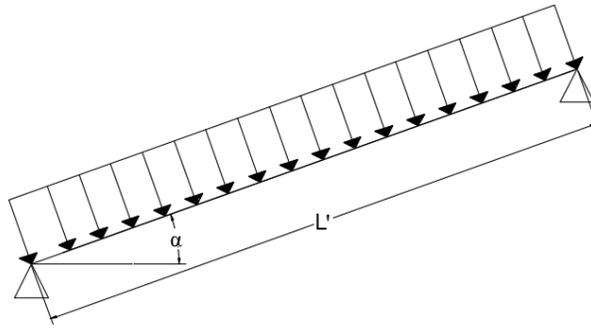


Figura 12 Tramo de escalera con las cargas inclinadas.

Fuente: Elaboración propia.

El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{\max(+)} = \frac{q_u * L'^2}{8}$$

Los resultados de acuerdo a los dos métodos empleados son iguales, pero se recomienda usar el primero que es el de proyección horizontal dado q se asimila a una viga horizontal, pero sin olvidar que las reacciones resultan inclinadas en los apoyos fijos.

Las cargas serán aquellas que se encuentren permanentemente como los escalones, el peso propio de la losa, el peso de la carpeta de mortero empleado para el piso, el peso del piso, el peso del cielo raso y el peso de las barandas de 1.35 KN sobre los escalones de acuerdo a la norma NB 1225002.

### 2.8.3. Diseño de armaduras.

La armadura de la losa de escalera debe ser colocada de tal forma que la resultante de las fuerzas del acero en ambos lados de un quiebre no genere el desprendimiento del hormigón. En la dirección perpendicular a la armadura principal se coloca la armadura de repartición. Respecto del encofrado, debe cuidarse no generar ángulos agudos ya que el retiro de las maderas resulta dificultoso, en la figura 13 se muestra el detalle de la armadura.

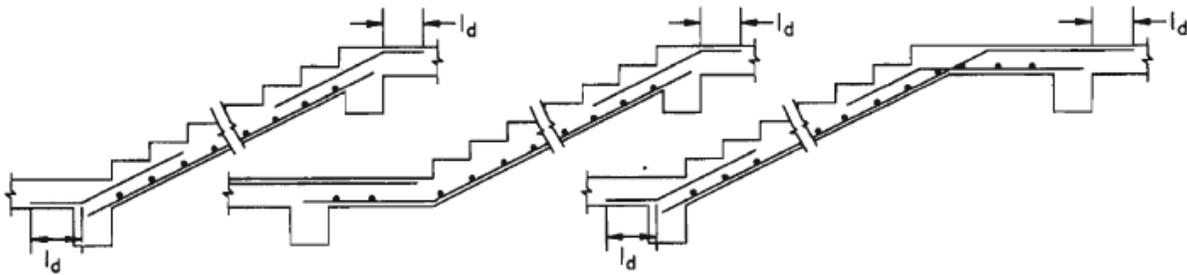


Figura 13 Detallamiento de la armadura principal y transversal.  
Fuente: Diseño de estructuras de Hormigón, Teodoro Harmsen, Pág. 235.

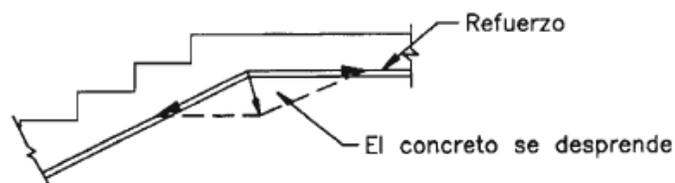


Figura 14 Distribución incorrecta del refuerzo  
Fuente: Diseño de estructuras de Hormigón, Teodoro Harmsen, Pág. 235.

El porcentaje de acero de la armadura principal a flexión del tramo de la escalera será determinado con la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0.85 * f_{cd}}{f_{yd}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_d}{0.85 * f_{cd} * b * d^2}} \right)$$

La armadura por retracción y temperatura será determinada según lo recomendado por la norma CBH-87 en el punto 8.1.7.3. donde nos dice que la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a 0.0015 para aceros AH 500.

## 2.9. Cimentaciones.

Dependiendo de las necesidades de la edificación y en especial de las características del suelo se pueden diseñar diferentes tipos d fundaciones superficiales como ser: zapatas de fundación, vigas de fundación y losa de fundación. Para nuestro caso se estudiará las zapatas de fundación específicamente a las zapatas aisladas debido a las condiciones geométricas y mecánicas del terreno.

### 2.9.1. Efectos de cargas Excéntricas.

Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata no sólo una carga vertical sino también un momento flector.

La fundación de columna exterior puede estar sujeta a una carga excéntrica. Si la excentricidad es grande, puede ocasionar el efecto de tracción sobre un lado de la fundación.

Por lo que es recomendable dimensionar la fundación de manera que la carga esté dentro del tercio central y de esta forma evitar esfuerzos de tracción en el suelo que teóricamente puede ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

La presión del suelo para zapatas excéntricas está expresada por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{Area} \pm \frac{M}{I} * x$$

Donde:

$$\text{Área} = A * B$$

A, B = Lado largo y lado corto de la zapata respectivamente.

$$M = P * e$$

P = Carga de servicio.

E = Excentricidad.

$$I = \frac{B * A^3}{12}$$

$$x = \pm A/2$$

Remplazando las expresiones anteriores en la ecuación.

$$q = \frac{P}{A * B} * \left[ 1 \pm \frac{6e}{A} \right]$$

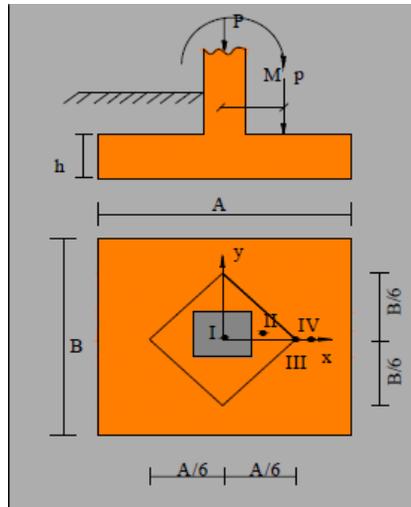


Figura 15 Casos de excentricidad.

Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 79.

### 2.9.2. Distribución de Presiones.

La distribución de presiones debajo de una zapata con una carga puntual no es uniforme. La forma de distribución de presiones depende del tipo del material de apoyo y del grado de rigidez de la zapata, como se observa en la figura 16. Cuando la distribución de esfuerzos es irregular se crea un problema de resolución bastante complejo, entonces se adopta, para simplificar el cálculo, una repartición lineal de presiones la cual en la práctica demuestra tener poca variación con la repartición real de presiones, (figura 16 (a)).

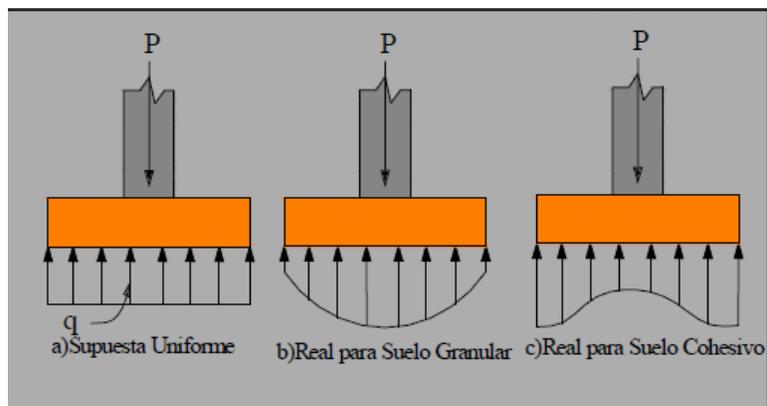


Figura 16 Distribución de presiones.

Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 82.

### 2.9.3. Dimensionamiento en planta.

Se procede a estimar el área de la zapata en función de la capacidad admisible de carga del suelo y de la carga de servicio.

$$q_a = \frac{P}{A_{req}} \leftrightarrow A_{req} = \frac{P}{q_a}$$

Donde:

P = Carga de servicio.

$A_{req}$  = Área requerida de la zapata aislada rectangular (A x B) o cuadrada (A x A).

$q_a$  = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

La carga de servicio (P) es la carga actuante en la columna transmitida a la zapata, la cual es calculada previamente haciendo un análisis de toda la estructura.

Cuando se realiza el dimensionamiento de una zapata rectangular se puede asumir una de las secciones (A o B), y calcular la otra. En caso de una zapata cuadrada el lado A es igual al lado B (A = B).

- *Zapatas cuadradas:*

$$q_a = \frac{P}{A^2} \leftrightarrow A = \sqrt{\frac{P}{q_a}}$$

- *Zapatas rectangulares:*

$$q_a = \frac{P}{A * B} \leftrightarrow A = \frac{P}{q_a * B}$$

Para el caso de zapatas rectangulares, no es aconsejable sobrepasar la relación de  $A = 2*B$ . caso contrario, debe proyectarse la zapata de forma que se garantice el trabajo del conjunto, por ejemplo, recurriendo a la colocación de nervio superior.

Posteriormente se calcula la presión neta última que la zapata transmite al suelo:

$$q_u = \frac{P_u}{A_{req}}$$

Donde:

$P_u$  = Carga mayorada que debe ser resistida por la zapata.

Los factores de mayoración según el reglamento ACI-05 son:

$$\left. \begin{aligned} P_u &= 1.2D + 1.6L \\ P_u &= 1.4D \end{aligned} \right\} \begin{aligned} D &= \text{carga muerta} \\ L &= \text{carga viva} \end{aligned}$$

Elegir el mayor de los dos valores.

$A_{req}$  = Área requerida de la zapata aislada rectangular (A x B) o cuadrada (A x A).

$q_u$  = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

Posteriormente se verifica que la capacidad calculada mediante la siguiente ecuación no sea mayor a la resistencia admisible de apoyo.

$$q = \frac{P}{A * B}$$

$$q \leq q_a$$

#### 2.9.4. Dimensionamiento en elevación.

Se estima el canto útil "d" de la zapata en función a las verificaciones de corte por punzonamiento y corte por flexión o se puede calcular un canto útil mínimo.

El reglamento ACI 318S-05 indica que el canto útil de las zapatas no debe ser menor a 15 cm para zapatas apoyadas sobre el suelo.

##### 2.9.4.1. Verificación a corte por punzonamiento y por flexión.

Una columna apoyada en una zapata produce el efecto de punzonamiento a causa de los esfuerzos cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna, efecto por el que la zapata se somete a una compresión vertical. Si este esfuerzo es muy grande la zapata tiende a fallar por corte.

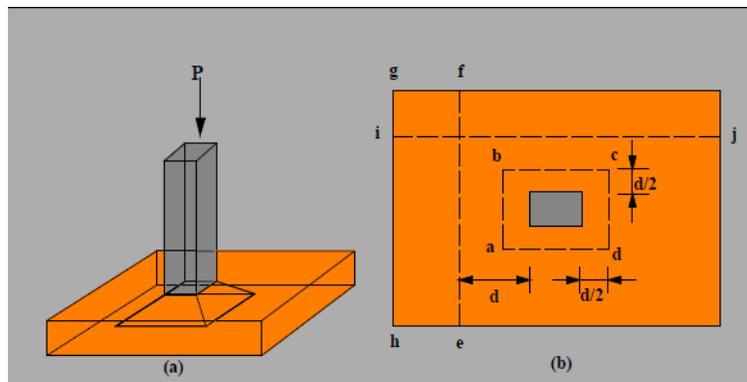


Figura 17 (a) Falla de corte por punzonamiento. (b) Secciones críticas por cortante.

Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 84.

En consecuencia, si se produce la rotura, la discontinuidad tiene la forma de la pirámide truncada como se ve en la figura 17(a), cuyos lados se extienden hacia fuera, en un ángulo que se aproxima a los 45°.

El promedio de esfuerzo cortante en el Hormigón que falla, puede tomarse equivalente al que actúa en planos verticales a través de la zapata y alrededor de la columna sobre un perímetro a una distancia  $d$  de la cara de la columna (sección vertical a través de  $abcd$  en la figura 17(b)). Este esfuerzo de corte puede ser determinado con la siguiente ecuación.

$$v_u = \frac{q_u * (AB - A_0)}{\phi b_0 d}$$

$$A_0 = (a + b)(b + d)$$

$$b_0 = 2 * (a + b + 2d)$$

Donde:

$v_u$  = Tensión cortante actuante en la zapata.

$A_0$  = Área de la sección crítica para cortante  $abcd$  de la figura [17 (b)].

$b_0$  = Perímetro de la sección crítica para cortante.

$A$  = Ancho de la zapata.

$A$  = Ancho de la zapata.

$q_u$  = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

$d$  = Canto útil de la zapata.

$\phi = 0,75$  según reglamento ACI-05 pág. 115.

El reglamento ACI 318-05 establece que la tensión admisible de corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$- v_c = 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) * \sqrt{f'_c}$$

$$- v_c = 0.27 \left( \frac{\alpha_s * d}{b_0} + 2 \right) * \sqrt{f'_c}$$

$$- v_c = 1.06 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$\beta$  = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna.

$\alpha_s = 20$ , para cargas aplicadas en la esquina de una zapata.

$\alpha_s = 30$ , para cargas aplicadas en el borde de una zapata.

$\alpha_s = 40$ , para cargas aplicadas al centro de una zapata.

$v_s$  = Tensión cortante proporcionada por el Hormigón.

$f'_c$  = Resistencia específica a la compresión del Hormigón a los 28 días.

Cumpliendo los requisitos se debe verificar la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c$$

El corte por flexión puede ocurrir en una sección ubicada a una distancia  $d$  de la cara de la columna, como en las vigas y losas unidireccionales. Según el reglamento ACI 318S-05 la tensión cortante está determinada por la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

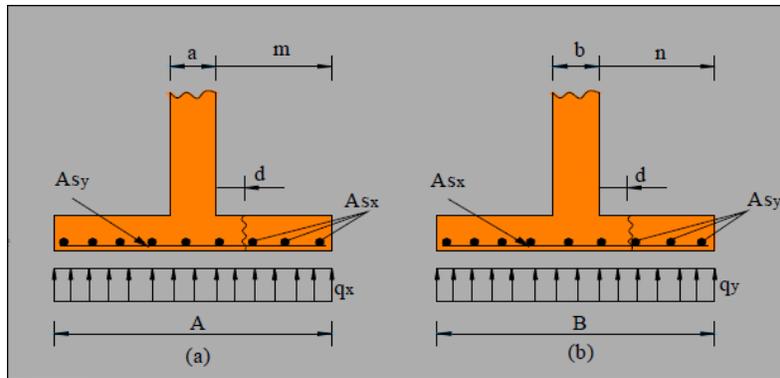


Figura 18 Falla por cortante a flexión: (a) Para el eje "x", (b) Para el eje "y".  
Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 86.

De la condición de equilibrio y la geometría de la figura 18 se tiene las ecuaciones tabuladas en la tabla 8.

Tabla 8 Ecuaciones para la verificación de corte por flexión.

**Para el eje "x"**

$$m = \frac{A - a}{2}$$

$$q_x = q_u * B ; q_x = \frac{P_u}{A}$$

$$V_x = q_x * (m - d)$$

$$M_y = q_x \frac{m^2}{2}$$

$$\rightarrow v_u = \frac{V_x}{\emptyset B d}$$

**Para el eje "y"**

$$n = \frac{B - b}{2}$$

$$q_y = q_u * A ; q_y = \frac{P_u}{B}$$

$$V_y = q_y * (n - d)$$

$$M_x = q_y \frac{n^2}{2}$$

$$\rightarrow v_u = \frac{V_y}{\emptyset A d}$$

Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 86

Donde:

$A, B$  = Largo y ancho de la zapata respectivamente.

$a, b$  = Largo y ancho de la columna respectivamente.

$q_x, q_y$  = Presión última por unidad de longitud en la dirección “x” e “y” respectivamente.

$V_x, V_y$  = Esfuerzo cortante en la dirección “x” e “y” respectivamente.

$M_x, M_y$  = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente.

$v_u$  = Tensión cortante actuante en la zapata.

$d$  = Canto útil de la zapata.

$\phi = 0,75$

Entonces para el cálculo del valor del canto útil de la fundación " $d$ ", tanto a punzonamiento como a flexión en “x” e “y”:

- Se puede asumir un valor de canto útil " $d$ " y verificar que se cumpla con la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c$$

En caso de no cumplir aumentar el valor de “ $d$ ”

- Para no asumir el valor " $d$ " se puede calcular el canto útil mínimo requerido, igualando las tres ecuaciones a sus respectivas resistencias, despejando luego los tres valores de canto útil, tomando como definitivo el mayor de los tres.

Entonces la altura mínima de la zapata es:

$$h_{min} = d_{min} + r$$

Donde:

$r$  = Recubrimiento.

#### **2.9.4.2. Verificación de esfuerzos.**

Para la verificación de la transferencia de esfuerzos se debe seguir el procedimiento desarrollado a continuación:

El esfuerzo de aplastamiento viene dado por la siguiente ecuación:

$$f_a = \frac{P_n}{A_1}$$

La cual no debe excederse al admisible que es:

$$f_{au} = 0.85 * \phi * f'_c$$

Donde:

$$\phi = 0,65$$

$f_a$  = Factor de transferencia de esfuerzos.

$f_{au}$  = Factor admisible de transferencia de esfuerzos.

$P_n$  = Carga axial mayorada.

$A_1$  = Área de la columna  $a * b$ .

Cumpliendo los requisitos de transferencia de esfuerzos verificar la siguiente relación:

$$f_a \leq f_{au}$$

Si no se cumple con la condición dada por la relación anterior se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$P_u = 0.85 * \phi * f'_c * A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.85 * \phi * f'_c * A_1 * 2$$

Donde:

$$\phi = 0,65^{**}$$

$A_1$  = Área cargada

$A_2$  = Área de la base inferior del tronco mayor de una pirámide.

$f'_c$  = Resistencia característica del Hormigón a los 28 días.

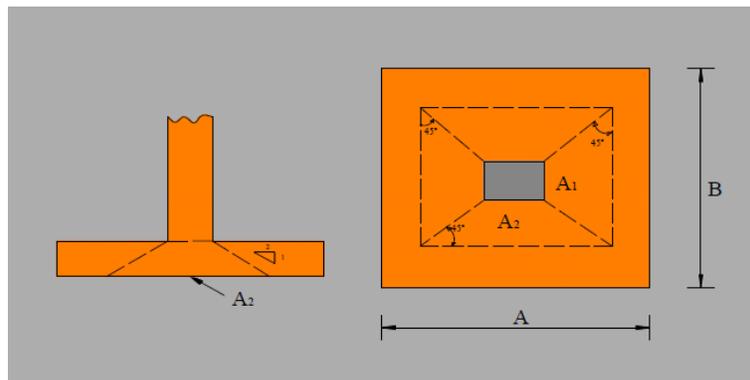


Figura 19 Aplicación de la pirámide para determinar  $A_2$

Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 251.

**Nota.** - La pirámide está contenida en su totalidad dentro del apoyo, que tiene como base superior el área cargada y pendiente de los lados iguales a 1 medida vertical por 2 de medida horizontal.  
 Figura 19.

Se calcula A1 y A2:

$$A_1 = a * b$$

$$A_2 = (a + 2b_2) * (b + 2b_2)$$

Para el cálculo de A2 se tiene las siguientes consideraciones según la figura 20.

$$\text{tag}\alpha = \frac{h}{b_2} \rightarrow b_2 = \frac{h}{\text{tag}\alpha} \rightarrow \text{tag}\alpha = \frac{1}{2} = 0.5 \rightarrow b_2 = \frac{h}{0.5}$$

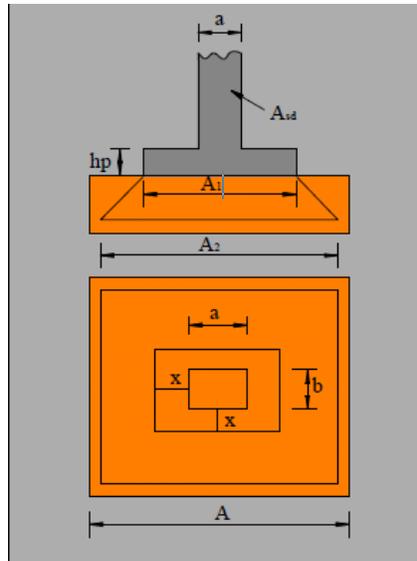


Figura 20 Esquema para el cálculo de un pedestal y bastoncillos.

Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 252.

Cuando  $A_1 < A_2$ , se utiliza:

$$f_a \leq f_{au} * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Pero:  $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

Si no cumple las condiciones, es decir  $f_a > f_{au}$  se deberá colocar una de las dos:

- Colocar pedestal.
- Colocar arranques o bastones.

### Colocar un pedestal.

Del esquema de la figura 20 se obtiene:

$$A_1 = (a + 2x)(b + 2x)$$

$$A_1 = \frac{P_u}{f_a} = \frac{P_u}{f_{au}}$$

De las ecuaciones se calcula x, el cual está limitado por:

$$\frac{x}{2} < \text{Altura del pedestal} \leq x$$

$$A_2 = (a + 2b_2)(b + 2b_2)$$

El esfuerzo de aplastamiento admisible se calcula con:

$$f_{au} = 0.85 * \emptyset * f'_c \sqrt{\frac{A_1}{A_2}}$$

$$f_a = \frac{\emptyset * P_n}{A_1}$$

Y debe cumplir con la siguiente relación:

$$f_a \leq f_{au}$$

### Colocar arranques o bastones.

Se calcula:

$$f_a = \frac{\emptyset * P_n}{A_1}$$

$$f_{au} = 0.85 * \emptyset * f'_c \sqrt{\frac{A_1}{A_2}}$$

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

Entonces, calcular la sección adicional de bastoncillos con:

$$A_{sd} = \frac{F}{\phi f_y}$$

Donde:

$$F = (f_a - f_{au})A_1$$

$\phi = 0.7$  Para bastoncillos en compresión.

$\phi = 0.9$  Para bastoncillos en tracción.

Se debe verificar que:

$$A_{sd} \geq 0.005 * A_1$$

### 2.9.5. Verificación al vuelco y deslizamiento.

**Verificación a vuelco.** - Se realiza cuando las zapatas se encuentran sometidas a momentos o fuerzas horizontales, salvo que existan elementos estructurales que impidan dicho vuelco.

Se realiza tomando momentos respecto al vértice más comprimido de la zapata, comprobando que los momentos estabilizadores superan a los momentos desestabilizadores (momentos de vuelco).

Para que la zapata se considere estable a vuelco, el cociente entre el momento estabilizante y el desestabilizante debe ser igual o superior al coeficiente de seguridad a vuelco (generalmente se adopta  $\gamma_1 = 1.5$ ).

$$C_{sv} = \frac{M. \text{estabiliz.}}{M. \text{desestabiliz.}} = \frac{N_1 * \frac{a'}{2}}{M_1} \geq 1.5$$

Siendo:

$N_1, M_1$  = Acciones en el plano de la cimentación.

$a'$  = Ancho de la zapata.

$\gamma_1$  = Coeficiente de seguridad al vuelco, para el que puede tomarse 1.5.

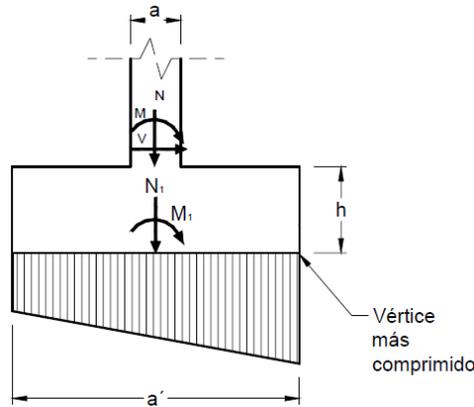


Figura 21 Acciones en el plano de la cimentación.

Fuente: Cimentaciones superficiales y estructuras de contención., Couto A., Guaita M., Lopez M., Pág. 13.

**Verificación a deslizamiento.** – Al igual que la verificación a vuelco, ésta se realiza en el caso de zapatas sometidas a acciones horizontales. Ver figura 21.

Como fuerza estabilizante se tiene en cuenta el rozamiento entre la base de la zapata y el terreno, y la fuerza de adherencia terreno-zapata en el caso de suelos cohesivos. Generalmente, como fuerza estabilizadora no se tiene en cuenta el empuje pasivo sobre la superficie lateral de la zapata, a menos que esté garantizada su actuación permanente.

Como fuerza desestabilizante, generalmente sólo tenemos el esfuerzo cortante existente en la base del pilar.

Al igual que el caso anterior, para que la zapata se considere estable a deslizamiento, el cociente entre la fuerza estabilizante y desestabilizante debe ser igual o superior al coeficiente de seguridad a deslizamiento (generalmente se adopta  $\gamma_2 = 1.5$ ).

$$C_{sd} = \frac{F. \text{estabiliz.}}{F. \text{desestabiliz.}} = \frac{(N_1 * tg\varphi_d) + (a' * b' * C_d)}{V} \geq 1.5$$

Siendo:

$N_1$  = Axil en el plano de la cimentación.

$V$  = Esfuerzo cortante en cara superior de la cimentación.

$\varphi_d$  = Ángulo de rozamiento zapata-terreno.

- $\varphi_d = \frac{2}{3} * \varphi$  (A falta del dato se puede estimar entre 2/3 y 3/4 del ángulo de rozamiento interno del terreno.)

Cd = Adherencia zapata-terreno, para el caso de suelos cohesivos.

- Cd = 0.5 C (A falta de un estudio específico, se estima en 1/2 de la cohesión del terreno).

### 2.9.6. Refuerzo de acero por flexión.

Las armaduras cuadradas trabajan en una sola dirección, entonces la armadura de flexión se distribuye uniformemente a lo largo y ancho de la zapata.

En las zapatas rectangulares se debe calcular el refuerzo de acero en dos direcciones, el refuerzo en la dirección larga  $A_{s1}$  debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata en forma uniforme sobre la franja corta, una porción del refuerzo total  $A_{s2}$  debe distribuirse en forma uniforme sobre la franja (centrada con respecto al eje de la columna) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El refuerzo restante  $A_{s3}$  requerido en la dirección corta debe distribuirse equitativamente sobre los dos segmentos fuera del ancho de la franja, la mitad para cada segmento.

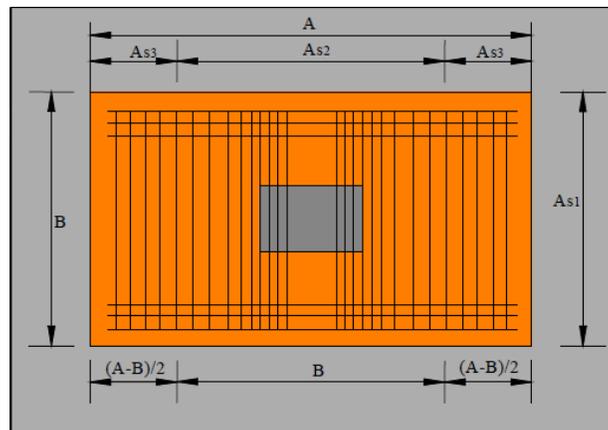


Figura 22 Distribución de la armadura de flexión.  
Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 88.

Una vez calculada la sección de la zapata y el canto útil, se procede a calcular la armadura con los momentos obtenidos de la tabla 8.

- La armadura  $A_{s1}$  (figura 24) será calculada de las siguientes ecuaciones:

$$A_{s1} = \frac{M_y}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad a = \frac{A_{s1} * f_y}{0.85 * f'_c * B}$$

La armadura mínima  $A_{s1 \min}$  se calcula con:

$$A_{s1 \min} = 0.0018 * B * h$$

Por lo tanto,  $A_{s1}$  será el mayor valor de las dos ecuaciones anteriores

$$A_{s1} \geq A_{s1 \min}$$

- La armadura  $A_{s2}$  (figura 24) será calculada con la ecuación de  $A_{s1}$ , utilizando el momento  $M_x$  calculado anteriormente con las ecuaciones de la tabla 8.

Se debe calcular también con la siguiente ecuación:

$$A_{s2} = \frac{2}{\beta + 1} A_{s1}$$

Dónde:  $\beta$  = Es la relación entre el lado largo y corto de la columna a y b respectivamente.

Además, determinar la armadura mínima  $A_{s2 \min}$ :

$$A_{s2 \min} = 0.0018 * B * h$$

De la misma manera que en el caso anterior,  $A_{s2}$  será el valor máximo de las ecuaciones.

$$A_{s2} \geq A_{s2 \min}$$

- La armadura  $A_{s3}$  es el 50% de la diferencia de las armaduras principales:

$$A_{s3} = \frac{A_{s1} - A_{s2}}{2}$$

La armadura mínima  $A_{s3 \min}$ :

$$A_{s3 \min} = 0.0018 * \frac{A - B}{2} * h$$

El valor más grande de las ecuaciones será establecido como  $A_{s3}$

$$A_{s3} \geq A_{s3 \min}$$

Donde:

A, B = Largo y ancho de la zapata respectivamente.

$M_x, M_y$  = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente.

h = Altura de la zapata.

$\phi = 0.9$  (Valor utilizado cuando  $\epsilon_t \geq 0.005$ , generalmente ocurre en zapatas).

### 2.9.7. Verificación a la adherencia.

El comportamiento resistente de estructuras de hormigón armado se fundamenta en una adecuada transferencia de tensiones entre el hormigón y el acero. Cuando existe una longitud de adherencia no adecuada, que afecta a la integridad de los elementos, el mecanismo de transferencia de tensiones se deteriora, modificando negativamente la capacidad portante de las estructuras, incrementando su deformación y disminuyendo su seguridad.

El reglamento ACI calcula esta longitud para asegurar la adherencia entre el acero y el Hormigón. La longitud de adherencia es la longitud de la varilla de acero que se requiere embeber en el Hormigón para garantizar el desarrollo de su resistencia. La longitud de adherencia depende de las características de la barra: diámetro, recubrimiento, y del Hormigón que la rodea.

La longitud de adherencia requerida para la armadura solicitada a compresión es menor que la longitud de adherencia requerida a tracción, ya que en las barras comprimidas no se presenta el efecto debilitante que provocan las fisuras originadas por la tracción o por flexión.

La norma ACI 318-05 Condiciona que la longitud de desarrollo para barras corrugadas  $l_d$  se debe calcular a partir de la siguiente ecuación pero no debe ser menor a 30 cm.

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} * \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{\frac{C_b + k_{tr}}{d_b}} * d_b$$

Donde:

$\Psi_t = 1$ , para todos los casos de zapatas con espesor menor a 30 cm.

$\Psi_e = 1$ , cuando se utiliza barras no recubiertas, usadas actualmente.

$\Psi_s = 0.8$ , para diámetros hasta 20 mm.

$\Psi_s = 1$ , para diámetros mayores a 20 mm.

$\lambda = 1$ , Hormigón normal.

$C_b$  = Espaciamiento de las barras entre ejes.

$k_{tr}$  = Índice de refuerzo transversal

$d_b$  = Diámetro nominal de la barra de acero.

$f_y$  = Resistencia especificada a la fluencia del acero.

$f'_c$  = Resistencia especificada a la compresión del Hormigón a los 28 días.

$$\frac{C_b+k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \text{ (2.5 es el máximo valor que puede tener la expresión).}$$

Para la expresión anterior se tiene que 2.5 es el máximo, entonces se puede tomar este valor como el más desfavorable.

La figura 25 muestra los requerimientos mínimos para longitudes de desarrollo en zapatas, en resumen  $l_d$  debe ser mayor o igual a la siguiente ecuación y mayor a 30 cm.

$$m - r \geq l_d \quad \text{y} \quad n - r \geq l_d$$

La longitud de desarrollo en zapatas debe ser verificado con las siguientes relaciones, se puede observar mejor en la siguiente gráfica:

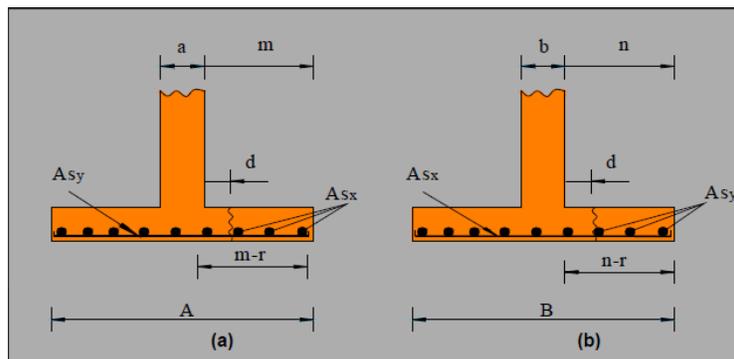


Figura 23 Longitud de desarrollo (a) para el eje "x"; (b) para el eje "y".

Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones, Pág. 256

Se puede aclarar que la gráfica anterior pertenece a específicamente a una zapata aislada, pero se lo puede tomar como referencia para los demás tipos de zapatas.

## 2.10. Losa alivianada con vigueta.

### 2.10.1. Propiedades del Hormigón.

La vigueta es un elemento prefabricado y presforzado en el cual el Hormigón se caracteriza por tener resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) de mayor calidad que el utilizado en construcciones colocadas in situ. Los valores típicos de  $f'_c$  para elementos prefabricados y presforzados varían

entre 350 y 500 kg/cm<sup>2</sup>. La calidad y resistencia del Hormigón usado para la fabricación de las viguetas permite la reducción de las dimensiones de la sección, lo que lleva a la disminución de costos, así como a reducir el peso propio de la losa.

Respecto al módulo de elasticidad, éste se considera igual a  $15200\sqrt{f'_c}$  que pertenece a un hormigón de densidad normal de 2320 Kg/m<sup>3</sup> ya que además con esa densidad se tienen resistencias en el hormigón menores e iguales a los 35 MPa.

### 2.10.2. Propiedades del acero de preesfuerzo.

El acero usado para pretensar viguetas es de alto contenido de carbono, con una resistencia promedio de 17500 kg/cm<sup>2</sup>, éste acero es conocido como alambre de presfuerzo. Los alambres de presfuerzo individuales se fabrican laminando en caliente, lingotes de acero hasta obtener alambres redondos, después del enfriamiento pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas requeridas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían de 16000 a 19000 kg/cm<sup>2</sup>. Los alambres de 5, 6 y 7mm de diámetro pueden presentar acabado liso, dentado y tridentado.

### 2.10.3. Bovedillas.

Son elementos que se apoyan sobre las viguetas y sirven para aligerar el sistema de piso. Las bovedillas se fabrican de Hormigón ligero (con agregados de pómx o tepetzil), de poliestireno o fibra de vidrio y pueden tener diversos peraltes.



(a)



(b)

Figura 24 (a) Bovedilla de Poliestireno; (b) Bovedilla de arena-cemento

Fuente: Manual de Diseño Estructural de Sistemas de Piso a base de Vigueta Pretensada y Bovedilla, Pág. 5.

#### 2.10.4. Procedimiento constructivo.

Forjado parcialmente prefabricadas, constituidos como piezas compuestas de vigueta prefabricadas y de una parte hormigonada in situ, con la sección aligerada con piliestireno expandido, básicamente las viguetas son de hormigón pretensado.

En este tipo de fijados de viguetas semi-resistentes, hasta el endurecimiento in situ, la pieza prefabricada debe resistir el peso propio del forjado más eventuales sobrecargas de construcción.

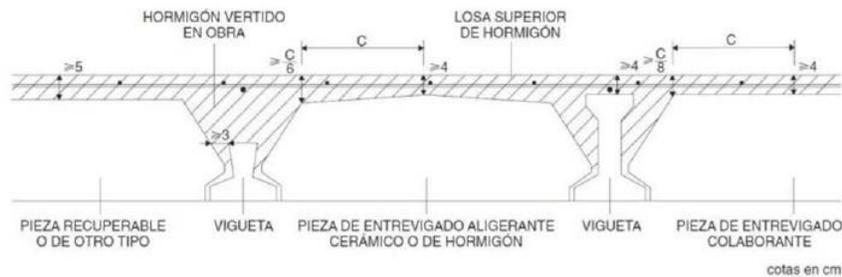


Figura 25 Forjado unidireccional de viguetas pretensadas.

Fuente: Introducción a los forjados, Francisco de Borja Verona Moya, Pág. 16

#### Determinación del canto del forjado.

Se lo realiza empleando la figura 26, según la condición de apoyos y cargas actuantes en el forjado.

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
<i>Tramos simplemente apoyados</i>	1/24	1/20	1/18	1/14
<i>Vanos extremos de tramos continuos</i>	1/28	1/24	1/20	1/18
<i>Vanos internos de tramos continuos</i>	1/32	1/28	1/24	1/20
<i>Voladizos</i>	1/16	1/14	1/12	1/10

Figura 26 Valores de relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Pág. 198

Siendo:

Caso 1: Forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: Forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de yeso.

Caso 3: Forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero y cal.

Caso 4: Forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de cemento.

#### Determinación del espesor de la capa de compresión “ho”.

Este no debe ser inferior a 3cm ni a  $(a/6)$  siendo “a” la distancia del punto considerado al centro de la pieza, Según figura 27.

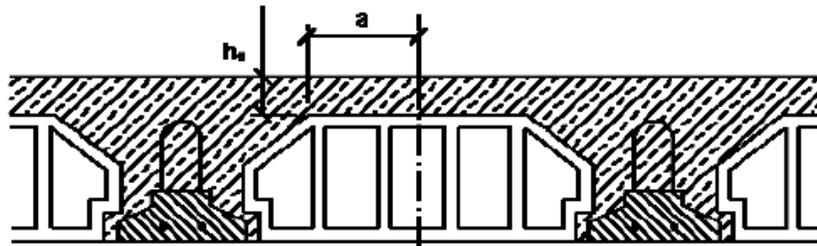


Figura 27 Detalles de forjado.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH - 87, Pág. 195

### Determinación de la armadura de reparto.

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

La armadura de reparto está constituida por barras separadas como máximo 30 cm.

El área de la sección de armadura requerida en función del tipo de acero y del espesor “ $h_o$ ”, de la losa de hormigón en el centro, es la indicada en la figura

Espesor de la losa de hormigón $h_o$ , en cm	Área de la sección de armadura de reparto $A_s$ , en $cm^2/m$ , con acero del tipo			
	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
$\leq 4$	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

Figura 28 Área de la sección de la armadura de reparto.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH - 87, Pág. 197

### Determinación de la armadura negativa.

Se lo realizara de manera clásica, asimilándolo como una viga de ancho “ $b_w = 100 \text{ cm}$ ”

#### 2.10.5. Diseño de carga gravitacional.

A continuación, se muestran los pasos para diseñar un elemento pretensado:

##### 2.10.5.1. Fuerza de tesado de los alambres.

Comenzar calculando la fuerza que los alambres de pretensado transmiten a la vigueta para ver si resiste la transmisión del preesfuerzo.

- Los alambres tienen un esfuerzo a la ruptura  $f_{pu} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$ . Se tensará al 80% según manda el código ACI318 sección 18.5, para obtener la fuerza inicial en el gato (fsi).

Nota. - Lo que nosotros tenemos que garantizar que inmediatamente en el momento de la transferencia los esfuerzos los esfuerzos de tracción en el acero de preesfuerzo no excedan al  $0.74f_{pu}$ .

- Una vez obtenido el esfuerzo inicial por alambre se decide el número de alambres que se usarán, obteniendo la fuerza de transferencia.
- Obtenida la fuerza de transferencia, será necesario encontrar el área de la sección que se trabaja, pues no se puede esforzar más de lo que permite el código ACI 318 en su sección 18.4.

Tabla 9 Esfuerzos admisibles según código ACI318-14

Descripción	Notación	MKS
Esfuerzo adm. A la tracción en $t = 0$	$f_{ti}$	$0.80 * \sqrt{f'c}$
Esfuerzo adm. A la compresión en $t = 0$	$F_{ci}$	$0.60 * \sqrt{f'c}$
Esfuerzo adm. A la tracción en $t = \infty$	$F_{ts}$	$1.60 * \sqrt{f'c}$
Esfuerzo adm. A la compresión en $t = \infty$	$f_{cs}$	$0.45 * \sqrt{f'c}$

Fuente: Elaboración propia.

### 2.10.5.2. Diseño de la vigueta como elemento individual.

Como ya se sabe que la vigueta resiste la transmisión del preesfuerzo, se pasa a diseñar dicho elemento como vigueta individual, para que se auto-soporte simplemente apoyada.

- Se tiene que obtener la fuerza útil ( $F_u$ ) de preesfuerzo  $F_u = F_i - \text{Pérdidas}$ . Las pérdidas de preesfuerzo serán estimadas según el código AASHTO y ACI.
- Se tiene que obtener las propiedades geométricas de la sección simple, que son el centroide y la inercia.
- Con las propiedades de la sección y la fuerza útil se está en el momento de poder obtener el estado de esfuerzos en la fibra superior e inferior debido al preesfuerzo.

- Chequear la deflexión de la vigueta simple, simplemente apoyada, que ocasiona el preesfuerzo (contraflecha).

### 2.10.5.3. Funcionamiento de la vigueta apuntalada.

El funcionamiento de la vigueta apuntalada va de la mano a la separación de los puntales (Lap). Para la cual se tenga esfuerzos menores que los admisibles.

Los momentos fueron obtenidos del código ACI. 8.3.3. cumpliendo con todas las condiciones que nos da. Se los determina de acuerdo a la figura 31.

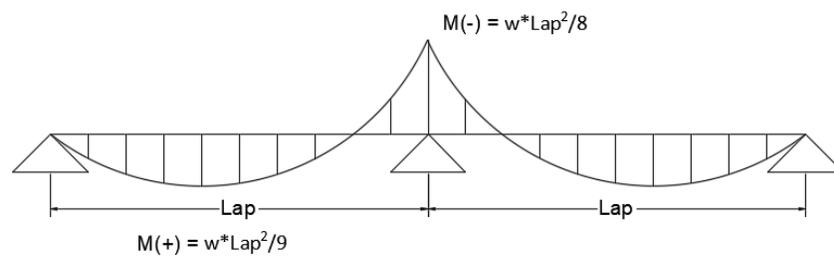


Figura 29 Momentos generados por los puntales.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez que se tiene los momentos tanto negativo como positivo para un tipo de carga que estará sobre la vigueta se procede a determinar los esfuerzos en ambas fibras extremas para que así podamos comparar con los esfuerzos admisibles descritos en la tabla 10. Si eso se cumple entonces quiere decir que la separación de los puntales ( $Lpa$ ) que nos dimos es la correcta en obra.

## 2.11. Estrategia para la ejecución de la obra.

### 2.11.1. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas son un conjunto de disposición que norman las exigencias sobre los materiales a utilizar en determinada actividad, las pruebas de control de calidad en las diferentes etapas de la construcción y las modalidades para la medida y el pago de la obra ejecutada. También incluyen una descripción de los procedimientos más usuales y lógicos para construir las obras de manera que éstas se ajusten a los requisitos especificados.

Se puede afirmar que las especificaciones son las “reglas del juego” en cuanto a que en ellas se define “como hacer las cosas” y “que” usar en la construcción de tal manera que la obra en sí quede “bien hecha”. En el caso de la realización de estudios, o construcción de obras, éstas forman parte

integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

En resumen, las especificaciones técnicas son propiedades para cada actividad a realizar y están conformadas por:

- Descripción de la actividad.
- Materiales, herramientas y equipo a utilizar.
- Forma de ejecución.
- Medición y pago.

### **2.11.2. Precios unitarios.**

Es el conjunto de costos directos e indirectos que reflejan el precio de una actividad o ítem de obra.

El precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución.

El precio unitario, consecuentemente se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos indirectos (CI) en relación con el volumen de obra y, por lo tanto, la expresión matemática del precio unitario puede escribirse de la siguiente manera:

$$PU = CD + CI$$

Los costos directos son los que engloban el costo del material, el costo de la mano de obra y el costo del equipo del equipo a utilizar.

Por el análisis de precios unitarios se hará empleo del formulario “B-2” análisis de precios unitarios, propuesto en los documentos base de contratación de obras empleados en nuestro País.

### **2.11.3. Cómputos métricos.**

El cómputo métrico es un problema de mediciones longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas, computar es entonces medir, cómputo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- Establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico supone el conocimiento de los procedimientos constructivos de la práctica y su éxito depende en gran medida de una experiencia sólida. El trabajo de medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la obra misma, o sobre los planos.

Cómputo en plano. - Significa realizar los trabajos de medición en los planos del proyecto con la ayuda de un escalímetro teniendo mucho cuidado en la observación de las escalas.

Cómputo en obra. - Este trabajo se lo efectúa en el lugar de la obra, cuando ésta se encuentra en la ejecución con la ayuda de una cinta métrica en flexómetro de acuerdo a las normas establecidas.

#### **2.11.4. Presupuesto.**

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra o de una de sus partes. Es como su nombre la indica la predicción de un hecho futuro cuya magnitud debe representar con toda la exactitud con que ella pueda determinarse.

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma y por ende la suma del costo parcial de todas las actividades nos da el presupuesto total de la obra.

#### **2.11.5. Planeamiento y cronograma.**

El propósito principal de la planificación es establecer un conjunto detallado de directrices que permita al equipo de trabajo saber exactamente:

Saber exactamente qué tiene que hacerse, quién lo tiene que hacer y cuándo se tiene que hacer además es necesario que:

Que las actividades requeridas para completar el proyecto estén delineadas y coordinadas de manera precisa.

Que los recursos necesarios estén disponibles cuándo y dónde sean necesarios y en la cantidad correcta.

Saber cuáles actividades se pueden realizar simultáneamente y cuáles tienen que hacerse secuencialmente.

Entender que en todo proyecto siempre estará presente la incertidumbre y la necesidad de manejar los riesgos a los cuales se expone el proyecto.

#### **2.11.5.1. Técnicas para la programación del proyecto.**

Se tienen las siguientes técnicas:

**Diagrama de Gantt.** – Los diagramas de Gantt son un método habitual para la programación de proyectos.

Gráfica que muestra tanto la cantidad de tiempo, como la secuencia en la cual pueden desempeñarse las actividades.

Gráfica de planeación usada para programar recursos y asignar tiempos.

El principal inconveniente del Diagrama de Gantt es que no muestra adecuadamente las interrelaciones entre las actividades y los recursos.

**Método de redes.** - Gráfica integrada por las FLECHAS que representan las ACTIVIDADES y por círculos o NODOS que representa los eventos, ambos unidos de forma tal, que permiten indicar gráficamente la relación de dependencia cronológica y secuencial.

Forman parte de este método el camino crítico CPM y la Técnica de evaluación y revisión de programas PERT.

Estas dos técnicas siguen los pasos básicos:

- Definir el proyecto y todas sus actividades o tareas importantes.
- Definir las relaciones entre las actividades: decidir qué actividades deben preceder y cuáles deben seguir a las otras.
- Dibujar el grafo que conecta todas las actividades.
- Asignar las estimaciones de duración y coste a cada actividad.
- Calcular el camino de mayor duración del grafo. Este es el denominado camino crítico.

- Utilizar el grafo para ayudar a planificar, programar, seguir y controlar el proyecto.

**Microsoft Project.** - Es un software especializado en administración de proyectos, es una opción para generar informes que incluyen desglose de costos por cada actividad, pronósticos de materia prima, análisis de tiempo y estado del trabajo, siendo sus ventajas las siguientes.

- Útil para dibujar redes de proyecto.
- Identificar el programa del proyecto.
- Permite dar seguimiento a las actividades individuales en términos de tiempo, costo y uso de recursos.

## CAPÍTULO III

### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

#### 3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

Se realizó un levantamiento topográfico correspondiente al lugar de emplazamiento del proyecto donde el desnivel máximo es de 2 m, el área del levantamiento es de 5636.50 m<sup>2</sup> y el perímetro 297.32 m.

Dicho terreno abarcó los puntos característicos del terreno, el punto más bajo se encuentra a una altura de 1919.00 m.s.n.m. y el punto más alto se encuentra aproximadamente a 1921.00 m.s.n.m., lo que nos da un desnivel máximo de 2 m.

El lugar de emplazamiento está rodeado casi en su totalidad por viviendas unifamiliares.

El plano del levantamiento topográfico se encuentra en el Anexo N° 1.

#### 3.2. Análisis del estudio de suelos.

Para la determinación de la capacidad del suelo del área de emplazamiento, se realizó el ensayo del S.P.T. por medio de la empresa consultora y constructora CEPAS, realizándose para dicho ensayo dos fosas cada una con una profundidad de ensayo de 1.5 m y 2.5 m.

Muestra	Profundidad (m)	$\delta_{Adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.50	0.90
	2.50	1.20
2	1.50	1.00
	2.50	1.80

También se realizó el cálculo por métodos teóricos conocidos:

#### Capacidad de carga (M. Terzaghi).

$\phi' = 20^\circ$  Ángulo de fricción

$C' = 0.05 \text{ Kg/cm}^2 = 5 \text{ KN/m}^2$  Cohesión del pozo 1

$\gamma = 1480 \text{ Kg/m}^3 = 14.8 \text{ KN/m}^3$

$B = L = 1 \text{ m}$

Df = 2.5 m

$$q = \gamma \times Df = 14.8 \times 2.5 = 37 \text{ KN/m}^2 = 3700 \text{ Kg/m}^2$$

De tabla 3.1 del libro Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das (Séptima edición) se obtendrá los factores de carga.

$$N_c = 17.69$$

$$N_q = 7.44$$

$$N_y = 3.64$$

Capacidad de carga última

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_y$$

$$q_u = (1.3 \times 5 \times 17.69) + (37 \times 7.44) + (0.4 \times 14.8 \times 1 \times 3.64)$$

$$q_u = 411.8138 \text{ KN/m}^2 = 41181.38 \text{ Kg/m}^2$$

Capacidad de carga última neta

$$q_{perm(neta)} = \frac{q_u - q}{F.S.} = \frac{411.8138 - 37}{3} = 124.9379 \text{ KN/m}^2 = 1.2493 \text{ Kg/cm}^2$$

El factor de seguridad debe ser al menos de 3 en todos los casos.

**Capacidad de carga (M. Mayerhof).**

$\phi' = 20^\circ$  Ángulo de fricción

$C' = 0.05 \text{ Kg/cm}^2 = 5 \text{ KN/m}^2$  Cohesión del pozo 1

$\gamma = 1480 \text{ Kg/m}^3 = 14.8 \text{ KN/m}^3$

$B = L = 1 \text{ m}$

Df = 2.5 m

De tabla 3.3 del libro Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das (Séptima edición) se obtendrá los factores de carga.

$$\begin{aligned}
 N_c &= 14.834 \\
 N_q &= 6.399 \\
 N_y &= 5.386
 \end{aligned}$$

Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1.431$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' = 1.364$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 0.600$$

Factores de profundidad

Para:  $Df/B > 1$  y  $\phi' > 0$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi') \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B}\right) = 1.375$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} = 1.444$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right) = 1$$

$$q = \gamma \times Df = 14.8 \times 2.5 = 37 \text{ KN/m}^2 = 3700 \text{ Kg/m}^2$$

Capacidad de carga última

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_y F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= (5 \times 14.934 \times 1.341 \times 1.444 \times 1) + (37 \times 6.399 \times 1.364 \times 1.375 \times 1) \\
 &\quad + (0.5 \times 14.8 \times 1 \times 5.386 \times 0.6 \times 1 \times 1)
 \end{aligned}$$

$$q_u = 621.225 \text{ KN/m}^2 = 62122.5 \text{ Kg/m}^2$$

Capacidad de carga última neta

$$q_{perm(neta)} = \frac{q_u - q}{F.S.} = \frac{621.225 - 37}{3} = 194.7416 \text{ KN/m}^2 = 1.9474 \text{ Kg/cm}^2$$

El factor de seguridad debe ser al menos de 3 en todos los casos.

Teniendo en cuenta que el ensayo se realizó a dos profundidades se ve por conveniente que la profundidad de fundación sea 1.8m que está en el rango de los dos ensayos, por ende, la capacidad portante del suelo calculado por método teórico (M. Terzaghi), para el diseño de las fundaciones del presente proyecto para esa profundidad de fundación será. Anexo N° 4.

$$\delta_{adm} = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$$

El informe del estudio geotécnico se encuentra en el Anexo N° 2.

### **3.3. Análisis del estudio arquitectónico.**

El presente proyecto tiene un área de 1047.63 m<sup>2</sup> por planta y un perímetro de 238.92 m, además está conformado por los siguientes módulos:

En la planta baja se encuentran las aulas 1-5, los laboratorios de física y química, la biblioteca, la dirección y secretaría turno mañana, además tanto baños de varones como de mujeres.

En la planta alta se encuentran las aulas 6-11, sala de computación, dirección y secretaría turno tarde, salón de actos, además de los baños tanto de varones como de mujeres.

El plano arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija y se encuentra en el Anexo N° 3.

### **3.4. Datos generales del Proyecto.**

#### **3.4.1. Normativa de diseño.**

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites últimos empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, el cual tiene igual filosofía de diseño que el método L.R.F.D (Load and Resistance Factor Design), por lo tanto, además de los materiales empleados, se deben definir coeficientes de minoración de resistencia y mayoración de cargas.

- Normativa de diseño empleada:  
Código Boliviano del Hormigón Armado.
- Coeficientes de minoración de resistencia de materiales en supervisión normal:  
 $\gamma_c = 1.5$  (Hormigón).  
 $\gamma_s = 1.15$  (Acero).
- Coeficiente de mayoración de cargas.  
 $\gamma_f = 1.6$

### 3.4.2. Materiales empleados.

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplearon los materiales típicos que conforman el hormigón armado, presentando éstos las siguientes características.

- Materiales empleados en el hormigón armado.  
 $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$  (Resistencia característica del hormigón en compresión).  
 $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$  (Resistencia característica del acero en tracción).
- Nivel de control en la ejecución.  
El nivel de control en la ejecución de los diferentes elementos de hormigón armado para el proyecto es el control normal.
- Capacidad portante del suelo.  
La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto es  $\delta_{adm} = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$ .

### 3.4.3. Cargas actuantes sobre la estructura.

Para el diseño de los elementos estructurales, se tomaron en cuenta además del peso propio de los mismos, las siguientes solicitaciones de acuerdo a EHE-88.

- Sobrecargas de uso.  
La sobrecarga para el diseño de los forjados fue:  
Aulas =  $300 \text{ Kg/m}^2$   
Sala de computación =  $500 \text{ Kg/m}^2$   
Dirección =  $300 \text{ Kg/m}^2$   
Baños =  $300 \text{ Kg/m}^2$   
Auditorio con asientos fijos =  $300 \text{ Kg/m}^2$   
Escaleras =  $400 \text{ Kg/m}^2$

Cubiertas =  $60 \text{ kg/m}^2$

Granizo =  $108 \text{ kg/m}^2$

Viento =  $33.5 \text{ kg/m}^2$

- Carga muerta.

Tabiquería =  $451.8 \text{ kg/m}$  (Anexo N° 4)

Barandas =  $60 \text{ kg/m}$  (según Norma E20).

### **3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural.**

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CypeCad en su versión 2017. En el Anexo N° 4 se encuentra toda la memoria de cálculo correspondiente, además se procederá a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa vigente en nuestro país, CBH-87.

#### **3.5.1. Diseño de la cubierta.**

##### **Propiedades del acero.**

- Módulo de elasticidad longitudinal:  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico:  $\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Límite de fluencia:  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

##### **Especificaciones de calamina #28.**

- Ancho total = 90 cm.
- Ancho efectivo = 83.6 cm.
- Peso = 2.99 kg/ml.

##### **Cargas que actúan en la cubierta**

Las cargas que actúan en la cubierta descargan en la cercha y esto recibe en el nudo debido el peso propio de la calamina, cercha, correas y sobrecargas de diseño, se cuenta con los siguientes datos:

- **Carga por peso propio.**
  - Carga debido a calamina =  $3.57 \text{ kg/m}^2$
  - Carga debido al peso de la cercha, correas.
    - Peso propio de la cercha:
      - Secciones asumidas:

C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

C 4 Pulg x 5.4 lb/pie

$$A_{\text{total}} = 24.322 \text{ cm}^2 = 0.00243 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{cercha}} = 7850 \text{ kg/m}^3 \times 0.00243 \text{ m}^2 \times 21 \text{ barras} = 400.585 \text{ kg/m}$$

- Peso correa:

- Sección a usar:

C 4 Pulg x 7.2 lb/pie

$$P_{\text{correa}} = 10.77 \text{ kg/m}$$

- **Cargas vivas.**

- Sobrecarga de diseño:

$$\text{Sobrecarga de uso para mantenimiento } L_r = 60 \text{ kg/m}^2$$

- **Granizo.**

- Carga granizo

$$G = 900 \text{ Kg/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 0.8 = 108 \text{ Kg/m}^2$$

- **Cargas viento.**

- Presión dinámica del viento  $W = V^2/16$

$$\text{Velocidad del viento } V = 15 \text{ nudos} = 83.33 \text{ km/h} = 23.15 \text{ m/s}$$

$$W = (23.15 \text{ m/s})^2/16 = 33.50 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 10 Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada.

Situación Angulo de incidencia del viento $\alpha$	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies 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 $90^\circ - 0^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
En corriente $90^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
$80^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
$70^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4
$60^\circ$	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4	0	-0,4
$50^\circ$	+0,6	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
$40^\circ$	+0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
$30^\circ$	+0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
$20^\circ$	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2,0
$10^\circ$	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0
$0^\circ$	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2,0	-2,0

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

Fuente: Acciones de edificación, EHE-88, Pág. 17

Sobrecarga del viento  $P = C \times W$

Datos obtenidos de la tabla 11 según el ángulo de inclinación  $19^\circ$ .

Coeficiente eólico:

$$\text{Barlovento } C_1 = \text{Sotavento } C_2 = -0.4$$

$$-0.020$$

Determinación de la sobrecarga de viento dependiendo del coeficiente eólico para cada caso:

Barlovento $C_1 = -0.020$	$P = -0.020 \times 33.5 = -0.677 \text{ kg/m}^2$
Sotavento $C_2 = -0.4$	$P = -0.4 \times 33.5 = -13.4 \text{ kg/m}^2$

Descomponiendo la sobrecarga de viento.

Para Barlovento:

$$P = -0.677 \times 4.92\text{m}^2 = -3.33\text{kg}$$

$$P_y = -3.33 \cos 19 = -3.15\text{kg}$$

$$P_x = -3.33 \sin 19 = -1.08\text{kg}$$

Para Sotavento:

$$P = -13.4 \times 4.92\text{m}^2 = -65.93\text{kg}$$

$$P_y = -65.93 \cos 19 = -62.34\text{kg}$$

$$P_x = -65.93 \sin 19 = -21.47\text{kg}$$

Factores de carga.

Combinaciones usuales de carga consideradas según el LRFD:

$$U = 1.4 D.$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } G).$$

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } G) + (0.5L \text{ o } 0.8W).$$

$$U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } G).$$

$$U = 1.2 D + 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S.$$

$$U = 0.9 D + 1.0W.$$

Donde:

U: Carga Ultima.

D: Cargas muertas.

L<sub>r</sub>: Cargas vivas en techos.

W: Viento.

G: Granizo.

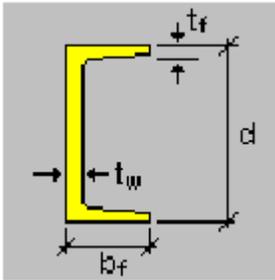
El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

El valor más grande en cada caso de combinación se designará como la carga más crítica a la que estará sujeta la cubierta.

El diseño estructural de la cubierta está basado en la metodología del diseño por factores de carga y resistencia o LRFD, por sus siglas en inglés. Dicho diseño se elabora a través de cálculos tentativos, analizando dicha estructura en un programa computarizado RAM elements, por medio del cual, se pudo establecer las secciones de los distintos elementos que componen la cubierta.

Para la elección de los perfiles se tomó en cuenta los perfiles proporcionados por la empresa, “Las Lomas” y “Aceros Arequipa” de los cuales se obtuvieron los siguientes perfiles de acuerdo a sus catálogos. Ver Anexo N° 5.

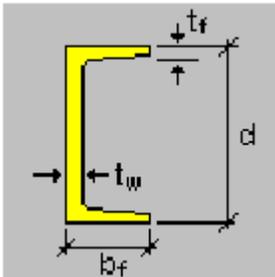
### Propiedades de la sección para correas.



Sección: C 4 Pulg x 7.2 lb/pie

$bf$	=	4.37	cm	Ancho
$d$	=	10.16	cm	Profundidad
$tf$	=	0.75	cm	Espesor del ala
$tw$	=	0.81	cm	Espesor del alma

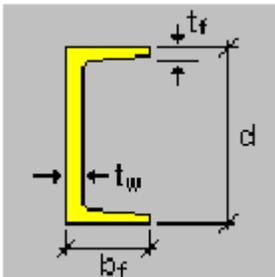
### Propiedades de la sección para las cuerdas superiores.



Sección: C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

$bf$	=	4.88	cm	Ancho
$d$	=	15.24	cm	Profundidad
$tf$	=	0.87	cm	Espesor del ala
$tw$	=	0.51	cm	Espesor del alma

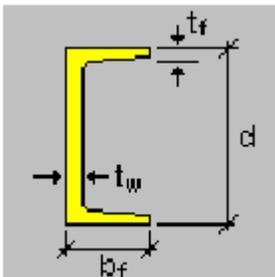
### Propiedades de la sección para las cuerdas inferiores.



Sección: C 4 Pulg x 5.4 lb/pie

$bf$	=	4.01	cm	Ancho
$d$	=	10.16	cm	Profundidad
$tf$	=	0.75	cm	Espesor del ala
$tw$	=	0.32	cm	Espesor del alma

### Propiedades de la sección para las verticales y diagonales.



Sección: C 3 Pulg x 5 lb/pie

$bf$	=	3.81	cm	Ancho
$d$	=	7.62	cm	Profundidad
$tf$	=	0.69	cm	Espesor del ala
$tw$	=	0.65	cm	Espesor del alma

### 3.5.1.1. Diseño de correas.

Carga actuante sobre el elemento:

- Carga muerta

o Peso de la calamina

$$P_{calamina} = 3.57 \text{ kg/m}^2 \times 1.64\text{m} = 5.85 \text{ kg/m}$$

o Peso de la correa

$$P_{correa} = 10.77 \text{ kg/m}$$

$$D = 10.77 + 5.85 = 16.62 \text{ kg/m}$$

- Sobrecarga

$$Lr = 60 \text{ kg/m}^2 \times 1.64\text{m} = 98.4 \text{ kg/m}$$

- Granizo

$$G = 108 \text{ kg/m}^2 \times 1.64\text{m} = 177.12 \text{ kg/m}$$

- Carga de viento

o Presión dinámica del viento  $W = (23.15 \text{ m/s})^2 / 16 = 33.50 \text{ kg/m}^2$

o Sobrecarga de viento  $P = C \times W$

De tabla 11

Barlovento

$$C_1 = -0.020$$

$$P_1 = -0.020 \times 33.50 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = -0.677 \text{ kg/m}^2$$

Sotavento

$$C_2 = -0.40$$

$$P_2 = -0.40 \times 33.50 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = -13.4 \text{ kg/m}^2$$

$$w = -13.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.64 = -21.976 \text{ kg/m}$$

#### Descomponiendo cargas

Carga Muerta	Dx = 5.41 Kg/m
	Dy = 15.71 kg/m
Carga Viva	Lrx = 32.04 kg/m
	Lry = 93.04 kg/m
Carga Granizo	Gx = 57.66 kg/m
	Gy = 167.47 kg/m
Carga Viento	Wx = 0 kg/m
	Wy = -21.97 kg/m

## Combinaciones de carga

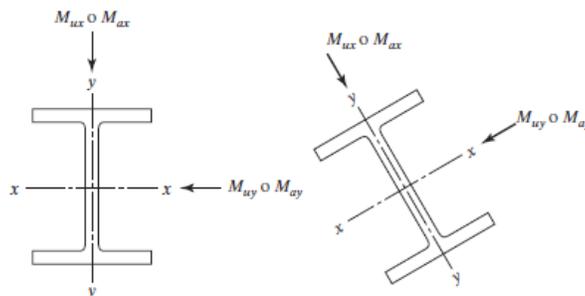
Eje "X"					
Combinación	D (kg)	Lr (kg)	G (kg)	W (kg)	U (kg)
U = 1.4 D.	5.41	32.04	57.66	0	7.574
U = 1.2 D + 0.5 G.					35.322
U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.5 W.					57.756
U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.					35.322
U = 1.2 D.					6.492
U = 0.9 D + 1.0 W.					4.869

Eje "Y"					
Combinación	D (kg)	Lr (kg)	G (kg)	W (kg)	U (kg)
U = 1.4 D.	15.71	93.04	167.47	-21.98	21.994
U = 1.2 D + 0.5 G.					102.587
U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.5 W.					156.731
U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.					80.617
U = 1.2 D.					18.852
U = 0.9 D + 1.0 W.					-7.831

De las combinaciones de carga se saca las máximas cargas.

$$U_x = 57.756 \text{ kg/m}$$

$$U_y = 156.731 \text{ kg/m}$$



### Momento último.

$$Mu_x = \frac{U_x \times L^2}{8} = \frac{57.756 \text{ kg/m} \times (3\text{m})^2 \times (100)}{8} = 6497.55 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$Mu_y = \frac{U_y \times L^2}{8} = \frac{156.731 \text{ kg/m} \times (3\text{m})^2 \times (100)}{8} = 17632.23 \text{ kg} * \text{cm}$$

Sección C 4 Pulg x 7.2 lb/pie

$$Z_x = 46.54 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 11.39 \text{ cm}^3$$

### Momento Nominal

$$Mn_x = F_y \times Z_x = 2530 \times 46.54 = 117746.2 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mn_y = F_y \times Z_y = 2530 \times 11.39 = 28816.7 \text{ kg} * \text{cm}$$

Verificando la resistencia

$$\left( \frac{Mu_x}{\phi_b \times Mn_x} + \frac{Mu_y}{\phi_b \times Mn_y} \right) \leq 1$$

Donde  $\phi_b$  es un factor de resistencia según LRFD de valor 0.9

$$\left( \frac{6497.55}{0.9 \times 117746.2} + \frac{17632.23}{0.9 \times 28816.7} \right) \leq 1$$

$$0.74 \leq 1 \text{ Cumple}$$

### 3.5.1.2. Carga sobre cercha.

Carga Muerta:

$$\text{Peso correa} + \text{calamina} = 16.62\text{kg/m} \times 3\text{m} = 49.86 \text{ kg}$$

$$\text{Peso cercha} = 400.585 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 98.40 \text{ kg/m} \times 3\text{m} = 295.2 \text{ kg}$$

$$\text{Granizo} = 177.12 \text{ kg/m} \times 3\text{m} = 531.3 \text{ kg}$$

Carga de viento

- Determinación de la sobrecarga de viento dependiendo del coeficiente eólico para cada caso:

Barlovento $C_1 = -0.020$	$P = -0.020 \times 33.5 = -0.677 \text{ kg/m}^2$
Sotavento $C_2 = -0.4$	$P = -0.4 \times 33.5 = -13.4 \text{ kg/m}^2$

Descomponiendo la sobrecarga de viento.

Para Barlovento:

$$P = -0.677 \times 4.92\text{m}^2 = -3.33\text{kg}$$

$$P_y = -3.33 \cos 19 = -3.15\text{kg}$$

$$P_x = -3.33 \sin 19 = -1.08\text{kg}$$

Para Sotavento:

$$P = -13.4 \times 4.92\text{m}^2 = -65.93\text{kg}$$

$$P_y = -65.93 \cos 19 = -62.34\text{kg}$$

$$P_x = -65.93 \sin 19 = -21.47\text{kg}$$

### Combinaciones de carga

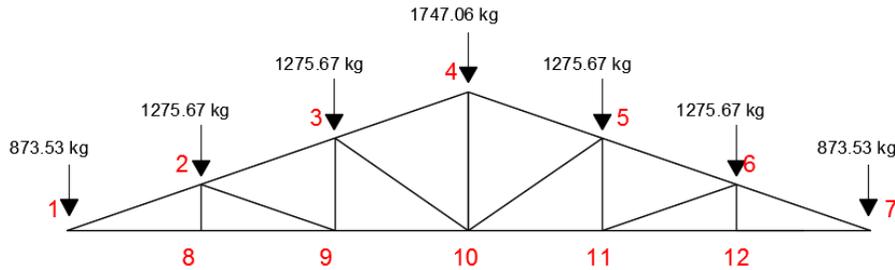
Barlovento					
Combinación	D (kg)	Lr (kg)	G (kg)	W (kg)	U (kg)
U = 1.4 D.	670.8	295.2	531.3	-3.15	939.078
U = 1.2 D + 0.5 G.					1070.574
U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.5 W.					1275.669
U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.					1064.424
U = 1.2 D.					804.924
U = 0.9 D + 1.0 W.					600.543

Sotavento					
Combinación	D (kg)	Lr (kg)	G (kg)	W (kg)	U (kg)
U = 1.4 D.	670.8	295.2	531.3	-62.34	939.078
U = 1.2 D + 0.5 G.					1070.574
U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.5 W.					1246.074
U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.					1008.234
U = 1.2 D.					804.924
U = 0.9 D + 1.0 W.					541.353

Se usará las máximas cargas de las combinaciones

$$U_y = 1275.669 \text{ kg}$$

$$U_y = 873.534 \text{ kg (nudos de apoyo)}$$



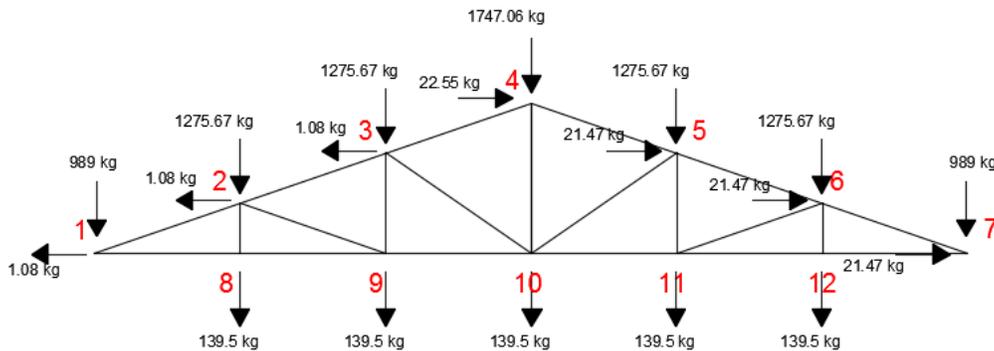
Carga actuante debido a cielo falso

$$\text{Peso cielo falso (con emparrillado de acero)} = 30 \text{ kg/m}^2$$

Separación entre cerchas = 3m

$$P = 30 \text{ kg/m}^2 \times 3\text{m} = 90 \text{ kg/m}$$

Carga en nudos			
Nudo	Carga distribuida (kg/m)	Long. Tramos (m)	P. en nudo (kg)
1	90	0.775+0.473	112.32
8		1.55	139.5
9		1.55	139.5
10		1.55	139.5
11		1.55	139.5
12		1.55	139.5
7		0.775+0.473	112.32



### 3.5.1.2.1. Diseño a compresión cuerda superior.

El diseño de la cubierta se realizó en el programa RAM elements donde mediante iteraciones se asignó la sección que se verificará a continuación.

Para la barra 6:

- Fuerza axial a compresión  $P = 10564.13 \text{ kg}$
- Longitud  $L = 1.64 \text{ m}$

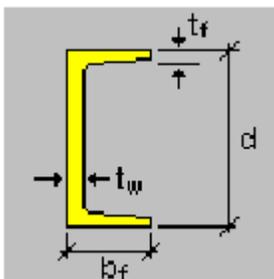
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura  $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_c = 0.85$
- $K = 1$
- Longitud equivalente  $L_e = 1 \times 164 \text{ cm} = 164 \text{ cm}$

Sección definida:



Sección: C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

- $b_f = 4.88 \text{ cm}$  Ancho
- $d = 15.24 \text{ cm}$  Profundidad
- $t_f = 0.87 \text{ cm}$  Espesor del ala
- $t_w = 0.51 \text{ cm}$  Espesor del alma

$$A = 15.42 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 5.9436 \text{ cm}$$

$$I_x = 545.26 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 1.3614 \text{ cm}$$

$$I_y = 28.595 \text{ cm}^4$$

**Esbeltez máxima**

$$\lambda_{max} = \frac{K \times L}{r_{min}} = \frac{164 \text{ cm}}{1.3614 \text{ cm}} = 120.46 < 200$$

**Cumple**

### Definición de frontera entre columna elástica e inelástica

$$\lambda_c = \frac{K \times L}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{120.46}{\pi} \times \sqrt{\frac{2530}{2.1 \times 10^6}} = 1.3308 < 1.5$$

Columna intermedia a corta

### Esfuerzo crítico para el elemento

Para columnas intermedias a cortas

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \times F_y = 0.658^{1.3308^2} \times 2530 = 1205.57 \text{ kg/cm}^2$$

### Cálculo de resistencia normal a compresión

$$P_n = F_{cr} \times A = 1205.57 \times 15.42 \text{ cm}^2 = 18589.92 \text{ kg}$$

Cálculo de la suma de cargas factorizadas

$$P_{n_u} = \phi_c \times P_n = 0.85 \times 18589.92 = 15801.44 \text{ kg}$$

### Verificando las solicitaciones

$$P_{n_u} \geq P \\ 15801.44 \text{ kg} \geq 10564.13 \text{ kg} \rightarrow 67\%$$

**Cumple**

Resistencia de pandeo elástico Euler:

$$P_{e_1} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times (2.1 \times 10^6) \times 545.26}{(164)^2} = 420179.6193 \text{ kg}$$

Para los apoyos no restringidos el factor de modificación es  $C_m = 1$

Factor de amplificación

$$B_{1x} = \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_{e_1}}} = \frac{1}{1 - \frac{10564.13}{420179.6193}} = 1.026$$

### Momento último de diseño

Momento sacado por RAM elements

$$M_{uy} = 43707.92 \text{ kg*cm}$$

$$M_{uy} = 43707.92 \times 1.026 = 44844.32 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\emptyset_b \times M_{ny} = \emptyset_b \times F_y \times Z_x = 0.9 \times 2530 \times 84.56 = 192543.12 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Si: } \frac{P}{P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{10564.13}{18589.92} = 0.57 \geq 0.2$$

$$\frac{P}{P_n} + \frac{8}{9} \times \left( \frac{M_{ux}}{\emptyset_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b \times M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.57 + \frac{8}{9} \times \left( 0 + \frac{44844.32}{192543.12} \right) = 0.78 \leq 1 \rightarrow 78\%$$

**Cumple**

### 3.5.1.2.2. Diseño a tracción cuerda inferior.

Para la barra 8:

- Fuerza axial a tracción  $P = 9992.9 \text{ kg}$
- Longitud  $L = 1.55 \text{ m}$

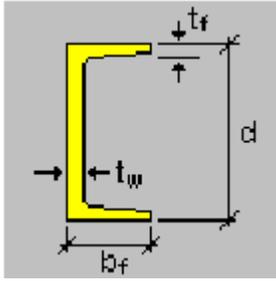
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura  $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a tracción

- $\emptyset_1 = 0.75$
- $\emptyset_2 = 0.90$
- $K = 1$
- Longitud equivalente  $L_e = 1 \times 155 \text{ cm} = 155 \text{ cm}$

Sección definida:



Sección: C 4 Pulg x 5.4 lb/pie

- bf = 4.01 cm Ancho
- d = 15.24 cm Profundidad
- tf = 0.75 cm Espesor del ala
- tw = 0.47 cm Espesor del alma

- A = 10.19 cm<sup>2</sup>
- Ix = 160.24 cm<sup>4</sup>
- Iy = 12.98 cm<sup>4</sup>
- rx = 3.96 cm
- ry = 1.13 cm

**Momento último**

Momento sacado por RAM elements

Muy = 11683.83 kg\*cm

**Cálculo de resistencia normal a tensión**

$$\phi_1 P_n = \phi_1 \times F_y \times A = 0.90 \times 2530 \times 10.19 \text{ cm}^2 = 23202.63 \text{ kg}$$

$$\phi_2 M_{ny} = \phi_2 \times F_y \times Z_x = 0.75 \times 2530 \times 37.53 \text{ cm}^3 = 71213.17 \text{ kg} * \text{cm}$$

Si:  $\frac{P}{P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{9992.9}{23202.63} = 0.43 \geq 0.2$

$$\frac{P}{P_n} + \frac{8}{9} \times \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \times M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.43 + \frac{8}{9} \times \left( 0 + \frac{11683.83}{71213.17} \right) = 0.58 \leq 1 \rightarrow 58\%$$

**Cumple**

**3.5.1.2.3. Diseño de montante**

Para la barra 17:

- Fuerza axial a tracción P = 2792.22 kg
- Longitud L = 1.6 m

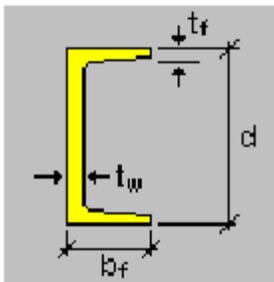
Propiedades del material:

- Tensión de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura  $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Para miembros sometidos a compresión

- $\phi_1 = 0.75$
- $\phi_2 = 0.90$
- $K = 1$
- Longitud equivalente  $L_e = 1 \times 160 \text{ cm} = 160 \text{ cm}$

Sección definida:



Sección: C 3 Pulg x 5 lb/pie

- $b_f = 3.81 \text{ cm}$  Ancho
- $d = 7.62 \text{ cm}$  Profundidad
- $t_f = 0.69 \text{ cm}$  Espesor del ala
- $t_w = 0.65 \text{ cm}$  Espesor del alma

$$A = 9.48 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 160.25 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 12.98 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 3.9624 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.1278 \text{ cm}$$

Condiciones a Cumplir:

$$f_{t1} = \frac{P}{A} \leq \phi_2 \times F_y$$

$$\frac{2792.22}{9.48} \leq 0.90 \times 2530$$

$$(294.53 \leq 2277) \rightarrow 12.9\%$$

**Cumple**

$$f_{t2} = \frac{P}{A_{cr}} \leq \phi_1 \times F_y$$

$$\frac{2792.22}{0.85 \times 9.48} \leq 0.75 \times 2530$$

$$(346.51 \leq 3060) \rightarrow 11.3\%$$

**Cumple**

$$\frac{K \times L}{r_{min}} \leq 300 \rightarrow \frac{160}{1.1277} \leq 300 \rightarrow 141.87 \leq 300 \rightarrow 47\%$$

**Cumple**

### 3.5.2. Deflexión Máxima.

Del Diseño de Estructuras de Acero – McCormac, indica que en la página 3-7 del Manual del AISC, se presenta la siguiente fórmula sencilla para determinar las deflexiones máximas en vigas con secciones W, M, HP, S, C y MC para diversas condiciones de carga.

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x}$$

Donde:

M = Momento máximo (Klb\*pie).

L = Longitud de la viga (Pies).

C<sub>1</sub> = Constante de Carga (adimensional, Figura 3-2 del Manual de la AISC).

I<sub>x</sub> = Momento de inercia (Pulg<sup>4</sup>).

Nota: Los cálculos se realizaron con las respectivas unidades a las que está sujeta la fórmula debido a que la misma no cuenta con otra para las unidades que se utilizan en el presente proyecto.

Datos:

M = Mmax = 14748.58 Kg\*cm = 1.0667 Klb\*pie

L = 9.30 m = 30.5118 Pies

C<sub>1</sub> = 170 (Constante de carga)

I<sub>x</sub> = 3.85 Pulg<sup>4</sup>

$$\Delta = \frac{1.0667 \times 30.5118^2}{170 \times 3.85} \times (2.54) = 3.85 \text{ cm}$$

De tabla 10.1 del Diseño de estructuras de Acero – McCormac, obtenemos el siguiente límite de deflexión:

Para miembros de techo que soportan Plafón de yeso, para una combinación de carga que toma en cuenta la carga viva y carga muerta:

$$\frac{L}{240} = \frac{930}{240} = 3.87 \text{ cm}$$

Por tanto, se verifica la condición:

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x} \leq \frac{L}{240}$$

$$3.85 \text{ cm} \leq 3.87 \text{ cm}$$

**Cumple**

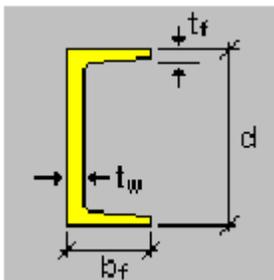
### 3.5.3. Diseño de Unión

Para nudo 7:

- Fuerza axial a compresión  $P = 10564.13 \text{ kg}$
- Longitud  $L = 1.64 \text{ m}$

Propiedades del material:

- Tensión de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de ruptura  $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$



Sección: C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

- $bf = 4.88 \text{ cm}$  Ancho
- $d = 15.24 \text{ cm}$  Profundidad
- $tf = 0.87 \text{ cm}$  Espesor del ala
- $tw = 0.51 \text{ cm}$  Espesor del alma

$$A = 15.42 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 5.9436 \text{ cm}$$

$$I_x = 545.26 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 1.3614 \text{ cm}$$

$$I_y = 28.595 \text{ cm}^4$$

se emplearán tornillos con diámetro de 1.27 cm = 1/2 pulg

### Área Nominal del tornillo ( $A_b$ )

$$A_b = \frac{\pi \times d^2}{4} = 1.26767 \text{ cm}^2$$

### Resistencia de perno por cortante

- $\phi = 0.75$
- $F_v = 48 \text{ ksi} = 3374.73 \text{ kg/cm}^2$  de A-8.3 tabla 12.6

$$\phi R_n = \phi \times F_v \times A_b = 0.75 \times 3374.73 \times 1.266 = 3206.25 \text{ kg/tornillo}$$

No se permite el deslizamiento por lo que esta conexión es crítica al deslizamiento.

$$\phi R_{str} = 1.13 \times \phi \times \mu \times T_m \times N_b \times N_s$$

$$\phi R_{str} = 1.13 \times 1 \times 0.33 \times 5443.109 \times 1 \times 1 = 2029.74 \text{ kg/tornillo}$$

$\phi$	=	1	Para agujeros estándar
$\mu$	=	0.33	Coefficiente de deslizamiento medio
$N_b$	=	1	Número de tornillos en la conexión
$N_s$	=	1	Número de planos en deslizamientos
$T_m$	=	5443.109	Tensión mínima en el sujetador (A-8.3 tabla 12.1)

Gobernando la de deslizamiento crítico para el diseño por el que se calcula el número de tornillos a partir de ésta.

### Cálculo del número de tornillos

$$N_b = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}} = \frac{P}{\phi R_{str}}$$

$$N_b = \frac{10564.13}{2029.74} = 5.20 \approx 6 \text{ tornillos}$$

### Separación y distancias a bordes mínima

$$S = 3 \times d = 3 \times 1.27 = 3.81 \approx 4 \text{ cm}$$

$L_p$ : obtenido a partir de la tabla 12.4 de la norma LRFD

$$L_p = 2.5 \text{ cm}$$

### Área total requerida (Ag)

$$A_g \geq \frac{P}{0.9 \times F_y} = \frac{10564.13}{0.9 \times 2530} = 4.64 \text{ cm}^2$$

### Área neta efectiva requerida (Ae)

$$A_e \geq \frac{P}{0.9 \times F_v} = \frac{10564.13}{0.9 \times 4080} = 2.87 \text{ cm}^2$$

### Área neta requerida (An)

$$A_n \geq \frac{A_e}{U} = \frac{2.87}{0.85} = 3.37 \text{ cm}^2$$

U = 0.85 Factor de reducción de área.

### Cálculo de radio de giro requerido

$$r_{min} = \frac{L}{300} = \frac{164}{300} = 0.55 \text{ cm}$$

Para una sección C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

$$A \text{ (area de seccion)} > A_g \text{ (area total requerida)} \\ 15.42 \text{ cm}^2 > 4.64 \text{ cm}^2$$

**Cumple**

### Cálculo de área neta requerida An

$$d' = d + \frac{1}{8} = 1.27 \text{ cm} + \frac{1}{8} = 1.588 \text{ cm}$$

$$A_{agujero} = d' \times t = 1.588 \times 0.6 = 0.9528 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - A_{agujero} = 4.52 - 0.9528 = 3.58 \text{ cm}^2$$

### Cálculo del área neta efectiva Ae

$$A_e = U \times A_n = 0.85 \times 3.58 = 3.04 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de la resistencia por aplastamiento

- Diámetro de agujero (h):

$$h = d + \frac{1}{16} = 1.27 + \frac{1}{16} = 1.429 \text{ cm}$$

- Distancia al borde del agujero al borde de la parte conectada (Lc):

$$Lc = Le - \frac{h}{2} = 2.5 - \frac{1.429}{2} = 1.786 \text{ cm}$$

$$2d = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}$$

Como  $Lc \leq 2d$  la resistencia a aplastamiento es:

$$\emptyset R_n = \emptyset \times (1.2 \times Lc \times t \times Fv) = 0.75 \times (1.2 \times 1.786 \times 0.6 \times 4080) = 3934.91 \text{ kg/tornillo}$$

para agujeros internos:

$$Lc = S - h = 4 - 1.429 = 2.571 \text{ cm}$$

$$\emptyset R_n = \emptyset \times (2.4 \times d \times t \times Fv) = 0.75 \times (2.4 \times 1.27 \times 0.6 \times 4080) = 5596.12 \text{ kg/tornillo}$$

La resistencia total por aplastamiento es:

$$\emptyset R_n = 3934.91 \times 2 + 5596.12 \times 1 = 13465.94 \text{ kg}$$

Verifica:

$$13465.94 \text{ kg} > 10564.13 \text{ kg}$$

**Cumple**

### **Verificación al bloque de cortantes**

Áreas de cortantes

$$Agv = t \times (2 \times S + Le) \times 2 = 0.6 \times (2 \times 4 + 2.5) \times 2 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$Anv = t \times [(2 \times S + Le) - 2.5 \times d'] \times 2 = 0.6[(2 \times 4 + 2.5) - 2.5 \times 1.588] \times 2 = 7.836 \text{ cm}^2$$

$$Agt = t \times s = 0.6 \times 4 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$Ant = t \times (s - d') = 0.6 \times (4 - 1.588) = 1.447 \text{ cm}^2$$

**Resistencia de diseño a la fractura por bloque de cortante es:**

$$\phi R_n = \phi (0.6 F_y A_{gv} + F_v A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.6 \times 2530 \times 12.6 + 4080 \times 1.447) = 18772.92 \text{ kg}$$

**Resistencia de diseño a la fractura por bloque de cortante es:**

$$\phi R_n = \phi (0.6 F_v A_{nv} + F_y A_{gt})$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.6 \times 4080 \times 7.836 + 2530 \times 2.4) = 18940.89 \text{ kg}$$

**Resistencia por cortante de bloque es, entonces:**

$$\phi R_n > P$$

$$18940.89 \text{ kg} > 10564.13 \text{ kg}$$

**Cumple**

**Número de pernos para cada conexión de barra**

N° de barra	P (kg)	P/ $\phi R_{str}$ # tornillos	N° de tornillos de 1/2 "
1	10541.31	5.19	6
2	9335.43	4.60	5
3	7275.43	3.58	4
4	7263.53	3.58	4
5	9335.43	4.60	5
6	10541.31	5.19	6
7	9873.52	4.86	5
8	9983.4	4.92	5
9	8792.33	4.33	5
10	8797.44	4.33	5
11	9992.9	4.92	5
12	9883.58	4.87	5
13	42.42	0.02	2
14	1170.26	0.58	2
15	599.9	0.30	2
16	2290.74	1.13	2
17	2792.22	1.38	2
18	2296.91	1.13	2

19	601.48	0.30	2
20	1174.72	0.58	2
21	42.49	0.02	2

## Diseño de la Placa de Anclaje

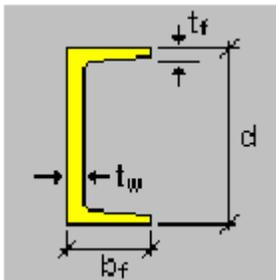
Propiedades del material:

- Resistencia de cálculo del hormigón a compresión  $f_{cd} = 2 \text{ ksi} = 140 \text{ kg/cm}^2 = 2000 \text{ Psi}$
- Esfuerzo de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo último de tensión del acero estructural  $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo cortante último  $F_v = 48 \text{ ksi} = 3374.731 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Reacción en el nudo:

$$R_u = 4774.18 \text{ kg} = 10.52 \text{ Kips}$$

Sección en estudio:



Sección: C 6 Pulg x 8.2 lb/pie

$b_f$	=	4.88	cm	Ancho
$d$	=	15.24	cm	Profundidad
$t_f$	=	0.87	cm	Espesor del ala
$t_w$	=	0.51	cm	Espesor del alma

El refuerzo de diseño en el área de apoyo de la viga de hormigón armado, cuando las barras metálicas se apoyan en la viga es necesario que se distribuya en el área suficiente para evitar que sobre esfuerce el hormigón la carga se transmite a través de la placa que está ligada a la viga con cuatro pernos.

**Área de la placa base:** La resistencia de diseño por aplastamiento del Hormigón debajo de la placa base la resistencia es  $\phi 0.6$  por aplastamiento del Hormigón multiplicado por la resistencia nominal del Hormigón  $0.85 \times t_c \times A$ .

$$A = \frac{Ru}{\phi \times 0.85 \times fcd} = \frac{4774.18}{0.6 \times 0.85 \times 140} = 66.86 \text{ cm}^2$$

El área a adoptar es N = 20 cm B = 20 cm.

$$A = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$$

**Cálculo del espesor de la placa:** Una vez que se han determinado la longitud y ancho de la placa, la presión de apoyo promedio se trata como carga uniforme sobre la cara inferior de la placa, que se supone soportada en su parte superior sobre un ancho central de 2k y longitud “N”; la placa se considera entonces flexionada respecto a un eje paralelo al claro de la viga. La placa es tratada como un voladizo de claro:

$$n = \frac{B - 2 \times K}{2}$$

La resistencia nominal por momento Mn es igual a la capacidad por momento plástico Mp como  $\phi \times Mn$  debe ser por lo menos igual a Mu,

$$\phi \times M_p \geq M_u$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 \times Ru \times n^2}{0.9 \times B \times N \times Fy}}$$

Donde:

t: Espesor de la placa.

Ru: Carga última o total de cálculo = 11.2010 kips

B: Lado de la placa = 20 cm = 7.87 pulg

N: Longitud del apoyo en el soporte = 20 cm = 7.87 pulg

Fy: Esfuerzo de Fluencia = 36 ksi

K: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa = 0.8125 pulg

n: Claro del voladizo de la placa.

Reemplazando valores en la ecuación:

$$n = \frac{B - 2 \times K}{2} = \frac{7.87 - 2 \times 0.8125}{2} \times (2.54) = 7.93 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{2 \times Ru \times n^2}{0.9 \times B \times N \times Fy}} = \sqrt{\frac{2 \times 10.52 \times 3.1225^2}{0.9 \times 7.87 \times 7.87 \times 36}} \times (2.54) = 0.80 \text{ cm}$$

Se empleará una placa de anclaje con las siguientes dimensiones:

PL 20x20x0.8 cm

PL 7.87x7.87x0.32 pulg

### **Cálculo de resistencia del perno por cortante**

Según la normativa AISC LRFD 2005 esta verificación usualmente no se la realiza, ya que el peso de la estructura genera una fuerza lo suficientemente grande como para absorber la fuerza de corte, pero para marcos rigidizados estas fuerzas son de una magnitud considerable para lo cual, la normativa sugiere el cálculo de un miembro estructural que resista al corte.

### **Diseño de pernos de anclaje**

Propiedades del material:

- Resistencia de cálculo del hormigón a compresión  $fcd = 2 \text{ ksi} = 140 \text{ kg/cm}^2 = 2000 \text{ Psi}$
- Esfuerzo de fluencia  $Fy = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo último de tensión del acero estructural  $Fu = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo cortante último  $Fv = 48 \text{ ksi} = 3374.731 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Factor de resistencia tomado para aceros A36  $\phi_t = 0.75$

Reacción en el nudo:

$$Tu = 4774.18 \text{ kg} = 10.52 \text{ Kips}$$

- Determinar el área del perno de anclaje.

$$A_g = \frac{Tu}{0.75 \times \phi_t \times Fu} = \frac{10.52}{0.75 \times 0.75 \times 58} \times (2.54^2) = 2.08 \text{ cm}^2$$

Si:

$$A_g = \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \times A_g}{\pi}}$$
$$d = \sqrt{\frac{4 \times A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2.08}{\pi}} = 1.63 \text{ cm}$$

$$d = 1.905 \text{ cm} = \frac{3}{4} \text{ pulg}$$

$$A_g = 0.12 \text{ pulg}^2$$

**Determinar el área de la superficie requerida**

$$A_{pst} = \frac{Tu}{4 \times \phi_t \times \sqrt{fcd}} = \frac{10.52 \times 1000}{4 \times 0.75 \times \sqrt{2000}} \times (2.54)^2 = 505.88 \text{ cm}^2$$

**Determinar la longitud del perno de anclaje**

$$L = \sqrt{\frac{A_{pst}}{3.15}} = \sqrt{\frac{505.88}{3.15}} = 12.67 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

### 3.5.4. Diseño de entrepiso

Se realizará el análisis para el forjado N° 10, el cual presenta una luz de 4.5 m.

#### 3.5.4.1. Determinación del canto del paquete estructural.

Según la normativa para luces menores a 6 m, en estructuras de edificación, no es necesario comprobar la flecha del mismo si se usa relaciones canto luz, siendo para este caso un tramo simplemente apoyado donde el forjado no soporta tabiques, al cual le corresponde una relación canto/luz = 1/24 por tanto:

$$h = \frac{l}{24} = \frac{450}{24} = 18.75 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}.$$

Se asumirá por tanto como altura del paquete estructural 20 cm uniformizándose esta altura para todos los forjados. En la cual la capa de compresión será de  $h_o = 5 \text{ cm}$ .

#### 3.5.4.2. Determinación de la armadura de reparto.

La armadura de reparto se determina con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{50 \times h_o}{f_{cd}} = \frac{50 \times 5 \text{ cm}}{434.78 \text{ Mpa}} = 0.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$f_{cd} = \frac{500 \text{ Mpa}}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

### 3.5.4.3. Determinación de la armadura activa para los momentos positivos.

El cálculo de la misma, no se lo realizará dado, que las empresas comerciales nos proporcionan el momento máximo admisible para cada tipo de paquete estructural.

Se determinará el momento flector máximo positivo actuante y de acuerdo al mismo se elegirá el tipo de vigueta a usar.

Las cargas actuantes son las siguientes:

Sobrecarga de uso: 300 kg/m<sup>2</sup>

La carga muerta: 110 kg/m<sup>2</sup>

Peso propio paquete estructural: 210 kg/m<sup>2</sup>

**Carga actuante:**  $\Sigma 300 + 110 + 210 = 620 \text{ kg/m}^2$

Siendo el área de análisis 1 m, de esta manera tenemos una carga por unidad de longitud de:  $q = 620 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 620 \text{ kg/m}$ .

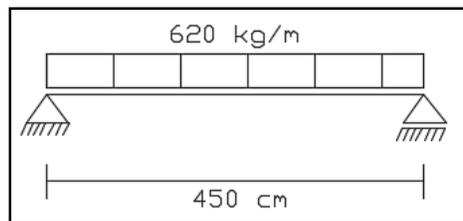


Figura 30 Esquema estructural  
Fuente: Elaboración propia

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{620 \times 4.5^2}{8} = 1569.37 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$$

### 3.5.4.4. Verificación de la viga.

Esta verificación se la realizará empleando la normativa ACI 318-05, empleando el método ASD, dado que la normativa CBH-87 no contempla elementos de hormigón pretensado.

- Propiedades de los materiales:
  - Resistencia característica del hormigón a compresión  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .
  - Resistencia del hormigón a compresión en el momento del presforzado  $f'ci = 245 \text{ kg/cm}^2$ .
  - Resistencia característica a tracción del acero de presfuerzo  $fpu = 18000 \text{ kg/cm}^2$ .
  - Luz de la viga  $L = 4.5 \text{ m}$ .

Se debe hacer la verificación para 2 estados de diseño, los cuales son los siguientes:

1)  $t = 0$

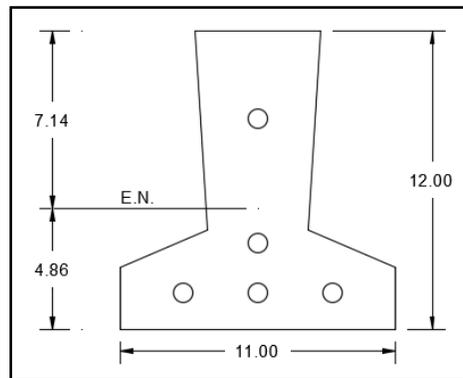


Figura 31 Sección Transversal de la viga.  
Fuente: elaboración propia

#### Propiedades geométricas:

Área:  $A_o = 74.75 \text{ cm}^2$

Inercia:  $I = 988.64 \text{ cm}^4$

Brazo mecánico inferior:  $C_{10} = 7.14 \text{ cm}$

Brazo mecánico superior:  $C_{20} = 4.86 \text{ cm}$

$e_o = 0.77 \text{ cm}$

#### Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a tracción en tiempo cero:

$$f_{ti} = 0.80 \times \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 \times \sqrt{245 \text{ kg/cm}^2} = 12.52 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero:

$$f_{ci} = 0.6 \times f'_{ci} = 0.6 \times 245 \text{ kg/cm}^2 = 147 \text{ kg/cm}^2$$

### **Momentos actuantes:**

Momentos de peso propio

$$q_0 = \gamma_c \times A = 2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.007475 \text{ m}^2 = 18.6875 \text{ kg/m}$$

$$M_0 = \frac{q_0 \times L^2}{8} = \frac{18.6875 \times 4.5^2}{8} = 47.3027 \text{ kg} \cdot \text{m} = 4730.27 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

La fuerza de pretensado viene dada por:

El esfuerzo en el acero de pretensado en el estado de resistencia nominal a la flexión es:  $f_{ps} = 0.74 \times f_{pu} = 0.74 \times 18000 \text{ kg/cm}^2 = 13320 \text{ kg/cm}^2$

El área de acero de pretensado es:

$$A_{ps} = n \times A_{\emptyset 4} = 5 \times \frac{\pi \times 0.4^2}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

La fuerza de pretensado inicial en centro de luz, asumiendo un 10% de pérdidas instantáneas es:

$$P_0 = f_{ps} \times A_{ps} \times 0.90 = 13320 \times 0.63 \times 0.9 = 7532.30 \text{ kg}$$

La fuerza de pretensado final en centro de luz asumiendo un 10% de pérdidas diferidas adicionales a las instantáneas es:

$$P_f = f_{ps} \times A_{ps} \times 0.80 = 13320 \times 0.63 \times 0.80 = 6713.28 \text{ kg}$$

Verificación de esfuerzos

Para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_0 \times C_{10}}{I} + \frac{P_0 \times e_o \times c_{10}}{I} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$-\frac{4730.27 \times 7.14}{988.64} + \frac{7532.30 \times 0.77 \times 7.14}{988.64} - \frac{7532.30}{74.75} \leq 12.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$-93.04 \text{ kg/cm}^2 \leq 12.52 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

Para la fibra comprimida:

$$\frac{M_o \times C_{20}}{I} - \frac{P_o \times e_o \times c_{20}}{I} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$\frac{4730.27 \times 4.86}{988.64} - \frac{7532.30 \times 0.77 \times 4.86}{988.64} - \frac{7532.30}{74.75} \geq -147 \text{ kg/cm}^2$$

$$-106.02 \text{ kg/cm}^2 \geq -147 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

2)  $t = \infty$

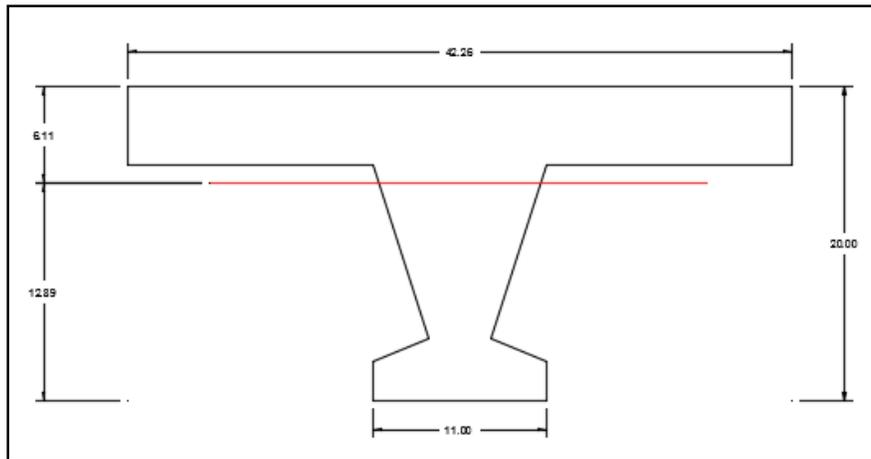


Figura 32 Sección homogeneizada.

Fuente: Elaboración propia

Para homogeneizar la sección, se emplea la relación entre los módulos de deformación longitudinal correspondiente a cada tipo de hormigón.

$$n = \frac{E_{25}}{E_{35}} = \frac{15200 \times \sqrt{250}}{15200 \times \sqrt{350}} = 0.845$$

$$b_h = b \times n = 50 \text{ cm} \times 0.845 = 42.26 \text{ cm}$$

### Propiedades geométricas:

$$\text{Área: } A_{\infty} = 332.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia: } I_{\infty} = 10707.607 \text{ cm}^4$$

$$\text{Brazo mecánico inferior: } C_{1\infty} = 13.89 \text{ cm}$$

$$\text{Brazo mecánico superior: } C_{2\infty} = 6.11 \text{ cm}$$

$$e_{\infty} = 11.53 \text{ cm}$$

### Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a tracción en tiempo infinito:

$$f_{ti} = 1.6 \times \sqrt{f'_c} = 1.6 \times \sqrt{350 \text{ kg/cm}^2} = 29.93 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito:

$$f_{ci} = 0.45 \times f'_c = 0.45 \times 350 \text{ kg/cm}^2 = 157.50 \text{ kg/cm}^2$$

### Momentos actuantes:

Momentos de peso propio

$$q_o = \gamma_c \times A = 2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.0332 \text{ m}^2 = 83.14 \text{ kg/m}$$

$$M_o = \frac{q_o \times L^2}{8} = \frac{83.14 \times 4.5^2}{8} = 210.44 \text{ kg} \cdot \text{m} = 21044.8125 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momentos debido a la carga muerta

$$q_d = q_d' \times c = 110 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 \text{ m} = 55 \text{ kg/m}$$

$$M_d = \frac{q_d \times L^2}{8} = \frac{55 \times 4.5^2}{8} = 139.2187 \text{ kg} \cdot \text{m} = 13921.875 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momentos debido a la carga viva

$$q_l = q_l' \times c = 300 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 \text{ m} = 150 \text{ kg/m}$$

$$M_l = \frac{q_l \times L^2}{8} = \frac{150 \times 4.5^2}{8} = 379.687 \text{ kg} \cdot \text{m} = 37968.75 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento Total

$$Mt = Mo + Md + Ml = 21044.8125 + 13921.875 + 37968.75 = 72935.4375 \text{ kg} * \text{cm}$$

Se realiza la verificación de esfuerzos, para la fibra comprimida:

$$\frac{Mt \times C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{Pf \times e_{\infty} \times c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{Pf}{A_{\infty}} \geq f_{ci}$$

$$-\frac{72935.4375 \times 6.11}{10707.607} + \frac{6713.28 \times 11.53 \times 6.11}{10707.607} - \frac{6713.28}{332.56} \geq -157.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$-17.6367 \text{ kg/cm}^2 \geq -157.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

El esfuerzo máximo de compresión en el hormigón de la carpeta de compresión viene dado por:

$$\sigma_c = -17.6367 \times n = -17.6367 \times 0.845 = -14.9030 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito, para la carpeta de compresión es:

$$f_{ci} = 0.45 \times f'_c = 0.45 \times 250 \text{ kg/cm}^2 = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$-14.9030 \text{ kg/cm}^2 \geq -112.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

Para la fibra traccionada tenemos:

$$\frac{Mt \times C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{Pf \times e_{\infty} \times c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{Pf}{A_{\infty}} \leq f_{ts}$$

$$\frac{72935.4375 \times 13.89}{10707.607} - \frac{6713.28 \times 11.53 \times 13.89}{10707.607} - \frac{6713.28}{332.56} \leq 29.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$-25.98 \text{ kg/cm}^2 \geq 29.93 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

### 3.5.4.5. Determinación de la armadura pasiva para los momentos negativos.

Dado que se producen momentos flectores negativos en las cercanías de las columnas y por ello debe calcularse toda pieza para resistir en su extremo un momento flector negativo, no inferior a ¼ del máximo positivo calculado para el vano.

Del análisis estructural y mediante las envolventes de diseño tenemos que se tiene un momento último de diseño para un nervio es igual a  $Md+ = 600.625 \text{ kg} * \text{m}$ .

Por lo tanto, se puede admitir que el momento máximo negativo será:

$$M_{d-} = \frac{M_{d+}}{4} = \frac{600.625}{4} = 150.15625 \text{ kg} * \text{m}$$

El cálculo de la armadura negativa viene dado por la siguiente expresión:

$$A_{s_{neg,cal}} = \frac{M_{d-}}{0.85 \times d \times f_{yd}} = \frac{150.15625 \times 100}{0.85 \times 15 \times 4347.83} = 0.2708 \text{ cm}^2$$

Con:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

**Use 1Ø10c/vigueta**

### **3.5.5. Diseño de Vigas de H°A°.**

El cálculo de las vigas que compone la estructura del proyecto se calculó con el programa computacional Cypecad 2017. En esta parte se realizará el cálculo de la viga más cargada y armada o más crítica que corresponde a la viga que se ubica entre los pilares P62 y P67 del forjado 1, para demostrar el cálculo.

#### **Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales.**

Base de la viga:  $b_w = 30 \text{ cm}$ .

Recubrimiento:  $r = 3 \text{ cm}$ .

Momento flector positivo de diseño:  $M_d = 25510 \text{ Kg} * \text{m}$ .

Momento flector negativo de diseño:  $M_d = 11789 \text{ Kg} * \text{m}$ . Pilar 62

Momento flector negativo de diseño:  $M_d = 11780 \text{ Kg} * \text{m}$ . Pilar 67

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 16255 \text{ Kg}$ . Pilar 62.

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 15504 \text{ Kg}$ . Pilar 67.

Peso específico del Hormigón:  $\gamma_s = 250 \text{ kg/cm}^3$ .

Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite elástico característica del acero:  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ .

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero  $\gamma_s$ : 1.15

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón  $\gamma_c$ : 1.50

### Pre dimensionamiento

Lo aconsejable es que la altura de la viga “h” sea mayor o igual para evitar problemas con las flechas.

$$L = 656 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.5} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

### Altura total de la viga.

$$\frac{L}{12} < h < \frac{L}{10}$$

$$\frac{656 \text{ cm}}{12} < h < \frac{656 \text{ cm}}{10}$$

para evitar problemas de flechas se adoptará 60 cm.

### Canto Útil.

$$d = h - r = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$$

### Verificación de la flecha máxima.

Según el programa tenemos una flecha máxima de:  $f_{\max} = 10.15 \text{ mm}$

Pero según recomendación de la norma EHE 08 comentada, la flecha máxima no debe de exceder al valor de la siguiente expresión.

$$f_{adm} = \frac{L_{libre}}{500} = \frac{656 \text{ cm}}{500} = 1.312 \text{ cm} = 13.12 \text{ mm}$$

Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible por lo tanto está correcto.

- Determinación de la armadura positiva.

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md}{bw \times d^2 \times fcd} = \frac{25510 \times (100)}{30 \times 57^2 \times 166.67} = 0.1570$$

$$0.1570 < 0.252$$

Entra en el dominio 2.

**Determinación de la cuantía mecánica.**

De acuerdo a la tabla 6 del punto 2.7.1.2. del Capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = 0.1570 \rightarrow w = 0.1758 \text{ (Valor interpolado)}$$

**Determinación de la armadura "As".**

$$A_s = w \times bw \times d \times \frac{fcd}{fyd} = 0.1758 \times 30 \times 57 \times \frac{1.66}{43.48} = 11.48 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima.**

Según el código CBH 87 nos recomienda como armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son los gobernantes hasta hormigones con  $fcd = 300 \text{ kg/cm}^2$  dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} \times bw \times d = 0.0028 \times 30 \times 57 = 4.788 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s \geq A_{s_{min}}$ , se toma la mayor área la cual es  $A_s = 11.48 \text{ cm}^2$

**Determinación del número de barras de acero.**

Si:

$$A_{\emptyset 20} = 3.14 \text{ cm}^2 \times 4 \text{ barras} = 12.56 \text{ cm}^2$$

Entonces:

Área necesaria:  $A_s = 11.48 \text{ cm}^2$

Área de barras:  $A_t = 12.56 \text{ cm}^2$

$$\text{CypeCad: } A_s = 11.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Área necesaria: } A_s = 11.48 \text{ cm}^2 \quad \Delta = 4.09 \%$$

**Se utilizará: 4Ø20**

Espaciamiento:

$$e = \frac{S - \emptyset \times N}{n} = \frac{24 - 2 \times 3}{3} = 6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm y al mayor diámetro es 2 cm por lo tanto la separación es adecuada.

- Determinación de la armadura negativa.

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{11789 \times (100)}{30 \times 57^2 \times 166.67} = 0.0726$$

$$0.0726 < 0.252$$

Entra en el dominio 2.

**Determinación de la cuantía mecánica.**

De acuerdo a la tabla 6 del punto 2.7.1.2. del Capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = 0.0726 \rightarrow w = 0.0767 \text{ (Valor interpolado)}$$

**Determinación de la armadura "As".**

$$A_s = w \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0767 \times 30 \times 57 \times \frac{1.66}{43.48} = 5.03 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima.**

Según el código CBH 87 nos recomienda como armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son los gobernantes hasta hormigones con  $f_{cd} = 300 \text{ kg/cm}^2$  dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} \times bw \times d = 0.0028 \times 30 \times 57 = 4.788 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s \geq A_{s_{min}}$ , se toma la mayor área la cual es  $A_s = 5.03 \text{ cm}^2$

### Determinación del número de barras de acero.

Si:

$$A_{\emptyset 16} = 2.01 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ barras} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\emptyset 10} = 0.785 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ barras} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.02 + 1.57 = 5.59 \text{ cm}^2$$

Entonces:

Área necesaria:  $A_s = 5.03 \text{ cm}^2$

Área de barras:  $A_t = 5.59 \text{ cm}^2$

$$\text{CypeCad: } A_s = 5.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Área necesaria: } A_s = 5.03 \text{ cm}^2 \quad \Delta = 0.20 \%$$

**Se utilizará: 2Ø16 + 2Ø10**

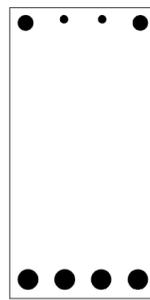
Espaciamiento:

$$e = \frac{S - \emptyset \times N}{n} = \frac{24 - 2 \times 3}{3} = 6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm y al mayor diámetro es 2 cm por lo tanto la separación es adecuada.

La disposición de armado será la siguiente:

2Ø16mm + 2Ø10mm



4Ø20mm

### 3.5.5.1. Diseño a Cortante cerca del pilar 62.

El cortante de diseño es:  $V_d = 16255 \text{ Kg}$ .

**Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 6.45 \times 30 \times 57 = 11029 \text{ Kg}$$

**Resistencia de la biela a compresión.**

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 30 \times 57 = 85501.71 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el  $A_s$  transversal.**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 16255 - 11029 = 5226 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

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

Donde la armadura para este caso se determina según la norma, que es:

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}} = \frac{52.26 \times 120}{0.90 \times 57 \times 42} = 2.91 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de armadura mínima**

$$A_{s_{min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 30 \times 120 \times \frac{1.67}{42} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 2.91 \text{ cm}^2$

La armadura para dos piernas será:  $A_s = 1.455 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\emptyset 8$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s_{2pierna}}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{1.455 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 2.89 \approx 3 \text{ barras}$$

$$A_{s_t} = 3 \times 0.503 \text{ cm}^2 = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$1.509 \text{ cm}^2 > 1.455 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Espaciamiento

$$e_{\phi 8} = \frac{120}{3} = 40 \text{ cm por normativa no debe ser } \geq 30 \text{ cm}$$

**Se utilizará: 4Ø8 c/30cm**

**Armadura transversal a 120 cm**

El cortante de diseño es:  $V_d = 11863 \text{ Kg}$ .

**Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 6.45 \times 30 \times 57 = 11029 \text{ Kg}$$

**Resistencia de la biela a compresión.**

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 30 \times 57 = 85501.71 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el  $A_s$  transversal.**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 11863 - 11029 = 834 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

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

Donde la armadura para este caso se determina según la norma, que es:

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}} = \frac{8.34 \times 120}{0.90 \times 57 \times 42} = 0.46 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de armadura mínima**

$$A_{s_{min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 30 \times 120 \times \frac{1.67}{42} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 2.86 \text{ cm}^2$

La armadura para dos piernas será:  $A_s = 1.4286 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\varnothing 8 \text{ mm}$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s_{1\text{pierna}}}}{A_{\varnothing 8}} = \frac{1.4286 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 2.84 \approx 3 \text{ barras}$$

$$A_{s_t} = 3 \times 0.503 \text{ cm}^2 = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$1.509 \text{ cm}^2 > 1.4286 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Espaciamiento

$$e_{\varnothing 8} = \frac{120}{3} = 40 \text{ cm}$$

La norma boliviana nos indica que el espaciamiento máximo para estribos es:

$$e \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.85d = 0.85 \times 47 = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará un espaciamiento de 30 cm, entonces el número de estribos será:

$$N^\circ \text{ estribos} = \frac{120 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 4 \text{ barras}$$

**Se utilizará:  $\varnothing 8 \text{ c}/30 \text{ cm}$**

### 3.5.5.2. Diseño a Cortante cerca del pilar 67.

El cortante de diseño es:  $V_d = 15504 \text{ kg}$ .

**Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 6.45 \times 30 \times 57 = 11029 \text{ Kg}$$

**Resistencia de la biela a compresión.**

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 30 \times 57 = 85501.71 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el As transversal.**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 15504 - 11029 = 4475 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

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

Donde la armadura para este caso se determina según la norma, que es:

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}} = \frac{44.75 \times 120}{0.90 \times 57 \times 42} = 2.4923 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de armadura mínima**

$$A_{s_{min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 30 \times 120 \times \frac{1.67}{42} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 2.86 \text{ cm}^2$

La armadura para dos piernas será:  $A_s = 1.43 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\emptyset 8$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s_{2pierna}}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{1.43 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 2.84 \approx 3 \text{ barras}$$

$$A_{s_t} = 3 \times 0.503 \text{ cm}^2 = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$1.509 \text{ cm}^2 > 1.43 \text{ cm}^2 \quad OK$$

Espaciamiento

$$e_{\emptyset 8} = \frac{120}{3} = 40 \text{ cm}$$

**Se utilizará: 4 $\emptyset 8$  c/30cm**

**Armadura transversal a 120 cm**

El cortante de diseño es:  $V_d = 10146 \text{ kg}$ .

**Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$fvd = 0.5 \times \sqrt{fcd} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$Vcu = fvd \times bw \times d = 6.45 \times 30 \times 57 = 11029 \text{ Kg}$$

**Resistencia de la biela a compresión.**

$$Vou = 0.30 \times fcd \times bw \times d = 0.30 \times 166.67 \times 30 \times 57 = 85501.71 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el As transversal.**

$$Vsu = Vd - Vcu = 10146 - 11029 = -883 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

Como: Caso A ( $Vcu > Vd$ )

**Cálculo de armadura mínima**

$$As_{min} = 0.02 \times bw \times S \times \frac{fcd}{fyd} = 0.02 \times 30 \times 120 \times \frac{1.67}{42} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $As = 2.86 \text{ cm}^2$

La armadura para una pierna será:  $As = 1.43 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\emptyset 8\text{mm}$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{As_{2pierna}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{1.43 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 2.84 \approx 3 \text{ barras}$$

$$As_t = 3 \times 0.503 \text{ cm}^2 = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$1.509 \text{ cm}^2 > 1.4286 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Espaciamiento

$$e_{\emptyset 8} = \frac{120}{3} = 40 \text{ cm}$$

La norma boliviana nos indica que el espaciamiento máximo para estribos es:

$$e \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.85d = 0.85 \times 47 = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará un espaciamiento de 30 cm, entonces el número de estribos será:

$$N^{\circ} \text{ estribos} = \frac{120 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 4 \text{ barras}$$

**Se utilizará: 4Ø8 c/30cm**

### 3.5.5.3. Diseño a Cortante parte central de P62 y P67.

#### Armadura transversal a 141 cm

El cortante de diseño es:  $V_d = 3526 \text{ kg}$ .

**Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 6.45 \times 30 \times 57 = 11029 \text{ Kg}$$

**Resistencia de la biela a compresión.**

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 30 \times 57 = 85501.71 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el  $A_s$  transversal.**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 3526 - 11029 = -7503 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

Como: Caso A ( $V_{cu} > V_d$ )

**Cálculo de armadura mínima**

$$A_{s_{min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 30 \times 141 \times \frac{1.67}{42} = 3.36 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 3.36 \text{ cm}^2$

La armadura para una pierna será:  $A_s = 1.68 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro Ø8mm

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_{S_{1\text{pierna}}}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{1.68 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 3.33 \approx 4 \text{ barras}$$

$$A_{S_t} = 4 \times 0.503 \text{ cm}^2 = 2.012 \text{ cm}^2$$

$$2.012 \text{ cm}^2 > 1.68 \text{ cm}^2 \quad OK$$

Espaciamiento

$$e_{\emptyset 8} = \frac{141}{4} = 35.25 \text{ cm}$$

La norma boliviana nos indica que el espaciamento máximo para estribos es:

$$e \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.85d = 0.85 \times 57 = 48.45 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará un espaciamento de 30 cm, entonces el número de estribos será:

$$N^{\circ} \text{ estribos} = \frac{141 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 4.7 \approx 5 \text{ barras}$$

**Se utilizará: 5Ø8 c/30cm**

### 3.5.6. Diseño de Columnas de H°A°.

Se realizará el cálculo de la columna P13 ubicada entre la zapata y la planta baja debido a que ésta es la más crítica del proyecto, para así poder demostrar el cálculo y sobre todo verificar los resultados de armadura y dimensión de la columna que el programa Cypecad da.

**Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales.**

Base de la columna:  $b_w = 30 \text{ cm}$ .

Altura de la columna:  $h = 30 \text{ cm}$ .

Longitud de la columna analizada:  $L = 1.4 \text{ m}$

Normal de Diseño:  $N_d = 65660 \text{ Kg}$ .

Momento flector de diseño eje x:  $M_{xd} = 6040 \text{ Kg}\cdot\text{m}$ .

Momento flector de diseño eje y:  $M_{yd} = 2360 \text{ Kg}\cdot\text{m}$ .

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 3254 \text{ Kg}$ .

Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite elástico característica del acero:  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ .

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero  $\gamma_s$ : 1.15

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón  $\gamma_c$ : 1.50

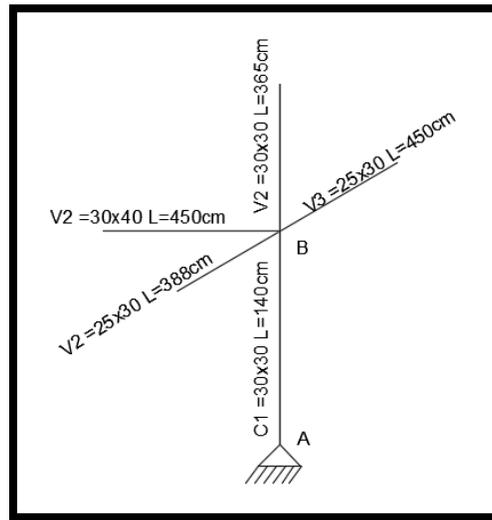


Figura 33 Vista de la columna a analizar  
Fuente: Elaboración propia

### 3.5.6.1. Cálculo del Coeficiente de Pandeo.

$$\Psi_A = \Psi_B = \frac{\sum \left( \frac{EI}{L_{columna}} \right)}{\sum \left( \frac{EI}{L_{vigas}} \right)}$$

Se debe tomar en cuenta los valores:

$\Psi = 0$  Para empotramientos (Cimentaciones Profundas).

$\Psi = 10$  Para simplemente apoyadas (Cimentaciones Superficiales).

Donde según la teoría de Terzaghi una cimentación es superficial “si su profundidad, es menor que o igual a su ancho”. Para el caso de la columna analizada su zapata correspondiente es mayor

a la profundidad, en tal caso se tomará el valor de  $\psi = 10$  tomando como representación que la misma como simplemente apoyada.

**Dirección en X:**

$$\psi_A = 10$$

$$\psi_B = \frac{\frac{\left(\frac{30 \times 30^3}{12}\right)}{140} + \frac{\left(\frac{30 \times 30^3}{12}\right)}{365}}{\frac{\left(\frac{30 \times 40^3}{12}\right)}{695} + \frac{\left(\frac{30 \times 25^3}{12}\right)}{388} + \frac{\left(\frac{30 \times 25^3}{12}\right)}{450}} = 1.60$$

**Dirección en Y:**

$$\psi_A = 10$$

$$\psi_B = \frac{\frac{\left(\frac{30 \times 30^3}{12}\right)}{140} + \frac{\left(\frac{30 \times 30^3}{12}\right)}{365}}{\frac{\left(\frac{40 \times 30^3}{12}\right)}{695} + \frac{\left(\frac{25 \times 30^3}{12}\right)}{388} + \frac{\left(\frac{25 \times 30^3}{12}\right)}{450}} = 1.67$$

Los apuntes de la Norma EHE-08 nos indica que para pórticos intraslacionales se debe cumplir la siguiente condición:

En los entramados de varios pisos y vamos, habituales en edificios de viviendas y oficinas, podrían ser considerados intraslacionales en las direcciones en las que su altura no supere el doble de su longitud, siempre que exista una determinada “densidad de tabiquería”, en torno a 0.4 m lineales de tabique de ladrillo cerámico por cada m<sup>2</sup> de planta.

Lo cual se cumpliría para nuestro proyecto.

No obstante, el apartado 43.4 de la Instrucción EHE-08 admite que aun cuando las estructuras de edificación resulten traslacionales, podrán obtenerse los esfuerzos en teoría de primer orden siempre y cuando:

- No superen las 15 plantas.
- El desplazamiento en la cabeza, calculado con teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones brutas, no supere 1/750 de la altura total.

Por tanto, al tener desplazamientos máximos de 1.58 mm en las columnas se tomará como pórticos intraslacionales por tanto se utilizará el Nomograma de estructuras intraslacionales.

Entrando al Nomograma de estructuras Intraslacionales en la gráfica 7 del Capítulo II.

Se obtiene los coeficientes K para cada eje:

Eje X

$$K = 0.8875$$

$$l_x = 0.8875 \times 140 = 124.25 \text{ cm}$$

Eje Y

$$K = 0.900$$

$$l_y = 0.900 \times 140 = 126.00 \text{ cm}$$

### 3.5.6.2. Esbeltez de la pieza.

Radio de giro

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{67500 \text{ cm}^4}{30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}$$

Eje X

$$\lambda = \frac{124.25}{8.66} = 14.3475$$

Eje Y

$$\lambda = \frac{126}{8.66} = 14.5496$$

Como los dos ejes son menores a 35 se clasifica como columna corta, y no se verifica a pandeo.

### 3.5.6.3. Excentricidades de cálculo.

- *Excentricidad mínima accidental.*

$$e_c \geq \begin{cases} h/20 = 30/20 = 1.5 \text{ cm} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adopta 2cm

- *Excentricidad de primer orden.*

$$e_{ox} = \frac{Mx_d}{N_d} = \frac{60.4}{656.6} = 0.0920 \text{ m} = 9.20 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{My_d}{N_d} = \frac{23.6}{656.6} = 0.0359 \text{ m} = 3.59 \text{ cm}$$

- *Excentricidad Ficticia.*

$$e_{fit} = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) \times \left(\frac{h + (20xe_o)}{h + (10xe_o)}\right) \times \left(\frac{l^2}{h}\right) \times 10^{-4}$$

$$e_{fitx} = \left(3 + \frac{4347.83}{3500}\right) \times \left(\frac{30 + (20 \times 9.44)}{30 + (10 \times 9.44)}\right) \times \left(\frac{124.25^2}{30}\right) \times 10^{-4} = 0.3839 \text{ cm}$$

$$e_{fity} = \left(3 + \frac{4347.83}{3500}\right) \times \left(\frac{30 + (20 \times 3.62)}{30 + (10 \times 3.59)}\right) \times \left(\frac{126.00^2}{30}\right) \times 10^{-4} = 0.3472 \text{ cm}$$

- **Excentricidad final:**

$$e_t = e_o + e_a$$

$$e_{tx} = 9.44 + 2 = 11.44 \text{ cm}$$

$$e_{ty} = 3.62 + 2 = 5.62 \text{ cm}$$

- **Determinación de los esfuerzos reducidos:**

$$\mu = \frac{Nd \times e_t}{bw \times h^2 \times fcd}$$

$$v = \frac{Nd}{bw \times h \times fcd}$$

$$\mu_x = \frac{681.1 \times 11.44}{30 \times 30^2 \times 1.667} = 0.17$$

$$\mu_y = \frac{681.1 \times 5.62}{30 \times 30^2 \times 1.667} = 0.085$$

$$v = \frac{681.1}{30 \times 30 \times 1.667} = 0.45$$

Datos para entrar al Abaco de roseta de para flexión esviada (Anexo N° 5):

$$\mu_1 = 0.17 \qquad \mu_2 = 0.085 \qquad v = 0.45$$

Debido a que el valor de  $v = 0.44$  no se encuentra se interpolará para obtener su valor de cuantía.

$$v = 0.40 \qquad v = 0.60$$

$$w = 0.27 \qquad w = 0.35$$

El valor interpolado será:

$$v = 0.45 \quad w = 0.2915$$

#### 3.5.6.4. Determinación de la armadura total longitudinal.

Con la cuantía mecánica se determina la armadura total longitudinal de la siguiente manera.

$$A_t = w \times b \times h \times \frac{fcd}{f_{yd}} = 0.2915 \times 30 \times 30 \times \frac{1.667}{43.48} = 10.06 \text{ cm}^2$$

Entonces el número total de barras será igual a:

$$N^\circ \text{ barras } \emptyset 16 = \frac{A_t}{A_{\emptyset 16}} = \frac{10.06}{2.01} = 5.00 \approx 5 \text{ barras}$$

Por tanto:

$$A_{\emptyset 16} = 4 \text{ barras} \times 2.01 \text{ cm}^2 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\emptyset 12} = \frac{(10.06 - 8.04)}{1.130} = \frac{2.02}{1.130} = 1.7876 \approx 2 \text{ barra}$$

- **Determinación de la armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ):**

Según tabla 8.1.7.3 de la norma CBH nos dice que la cuantía mínima no debe ser menor a la siguiente expresión:

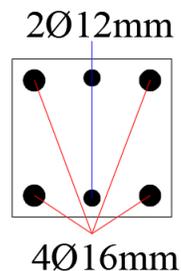
$$A_{s_{min}} = 0.005 \times bw \times h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$6\emptyset 16 + 2\emptyset 12 = 10.3 \text{ cm}^2 \geq 4.5 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

$$\text{CypeCad: } A_s = 10.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Área necesaria: } A_s = 10.06 \text{ cm}^2 \quad \Delta = 1.949 \%$$

**Usar 4Ø16mm y 2Ø12mm**

La disposición de armado será la siguiente:



### 3.5.6.5. Diseño a Cortante.

#### Armadura transversal a 140 cm

El cortante de diseño es:  $Vd = 3254 \text{ Kg}$ .

**Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$fvd = 0.5 \times \sqrt{fcd} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$Vcu = fvd \times bw \times d = 6.45 \times 30 \times 26.5 = 5127.75 \text{ Kg}$$

**Resistencia de la biela a compresión.**

$$Vou = 0.30 \times fcd \times bw \times d = 0.30 \times 166.67 \times 30 \times 26.5 = 39750 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el  $A_s$  transversal.**

$$Vsu = Vd - Vcu = 3254 - 5127.75 = -1873.75 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

Como: Caso A ( $Vcu > Vd$ )

**Cálculo de armadura mínima**

$$As_{min} = 0.02 \times bw \times S \times \frac{fcd}{fyd} = 0.02 \times 30 \times 140 \times \frac{1.67}{42} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $As = 2.86 \text{ cm}^2$

La armadura para una pierna será:  $As = 1.43 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\emptyset 6\text{mm}$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{As_{1pierna}}{A_{\emptyset 6}} = \frac{1.43 \text{ cm}^2}{0.283 \text{ cm}^2} = 5.053 \approx 6 \text{ barras}$$

$$As_t = 6 \times 0.283 \text{ cm}^2 = 1.698 \text{ cm}^2$$

$$1.698 \text{ cm}^2 > 1.667 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

La norma boliviana nos indica que el espaciamiento máximo para estribos es:

$$e \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 15 * \phi = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará un espaciamiento de 15 cm, entonces el número de estribos será:

$$N^{\circ} \text{ estribos} = \frac{140 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 10 \text{ barras}$$

**Se utilizará: 10Ø6 c/15cm**

### 3.5.7. Diseño de Zapata de H°A°.

#### 3.5.7.1. Diseño de zapata aislada.

Se realizará el análisis para la zapata aislada correspondiente a la columna P13, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa Cypecad.

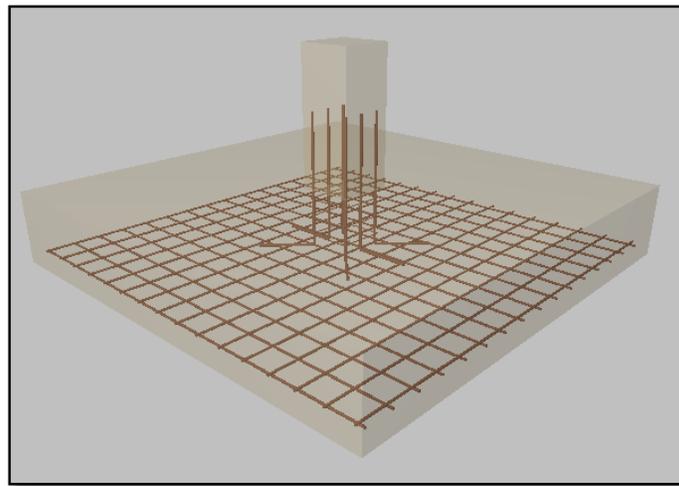


Figura 34 Detalle de Zapata aislada

Fuente: Cypecad

Datos de la zapata aislada correspondiente a la columna P13.

Esfuerzo normal en estado de servicio:  $N = 46317 \text{ kg}$

Cortante en dirección x:  $Q_x = 2666.25 \text{ kg}$

Cortante en dirección y:  $Q_y = 825.625 \text{ kg}$

Capacidad máxima admisible de carga del suelo:  $q_a = 1 \text{ Kg/cm}^2$

Lado de la columna en dirección x:  $a_o = 30 \text{ cm}$

Lado de la columna en dirección y:  $b_o = 30 \text{ cm}$

Recubrimiento:  $r = 5 \text{ cm}$

Resistencia característica del hormigón:  $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Límite elástico característico del acero:  $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

- **Resistencia de cálculo de los materiales.**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250}{1.5} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

- **Peso propio del elemento (Se asumirá como 10% de N)**

$$P = 0.10 \times N = 0.10 \times 46317 = 4631.7 \text{ kg}$$

### 3.5.7.1.1. Diseño geométrico.

- **Dimensionamiento en planta (Zapata cuadrada).**

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{46317 + 4631.7}{1}} = 225.7181 \text{ cm}^2$$

**Usar 2.4m x 2.4m**

- **Esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por.**

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{46317}{240^2} = 0.8041 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm}$$
$$0.8041 \text{ kg/cm}^2 \leq 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

- **Canto útil mínimo**

Para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento se tiene:

$$k = \frac{4 \times f_{vd}}{\gamma_f \times \sigma_t} = \frac{4 \times 6.45 \text{ kg/cm}^2}{1.6 \times 1 \text{ kg/cm}^2} = 16.1374$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o \times b_o}{4} + \frac{a \times b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{30 \times 30}{4} + \frac{240 \times 240}{2 \times 16.137 - 1} - \frac{30 + 30}{4}} = 30.46 \text{ cm}$$

Debido a que es una zapata cuadrada tendrá el mismo resultado para cada lado:

$$d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 \times (240 - 30)}{4 + 16.1374} = 20.856 \text{ cm}$$

Se adoptará un  $d = 35 \text{ cm}$  por tanto el canto útil será:

$$h = d + r = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

- **Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones.**

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{240 - 30}{2} = 105 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo  $v = 105 \text{ cm}$ , es mayor que  $2h = 80 \text{ cm}$  se trata de una zapata flexible.

### 3.5.7.1.2. Acciones en el plano de Cimentación.

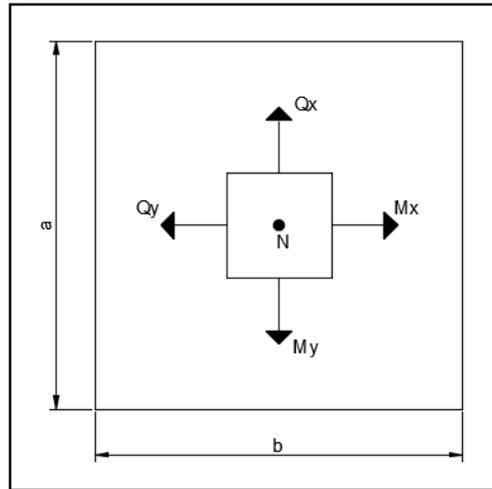


Figura 35 Acciones en el plano de cimentación.

Fuente: Elaboración Propia.

#### a) Axil en el plano de cimentación

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, calculamos el peso propio real de la misma, con la siguiente fórmula:

$$P.P._{zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \times Volumen = 2500 \times (2.4 \times 2.4 \times 0.4) = 5760 \text{ kg}$$

Carga real:

$$N_{real} = N + P.P._{zapata} = 46317 + 5760 = 52077 \text{ kg}$$

#### b) Momento en plano de cimentación

Como existen Fuerzas Cortantes en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = h \times Q_y = 40 \times 825.62 = 33024.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = h \times Q_x = 40 \times 2266.25 = 90650 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

### 3.5.7.1.3. Cálculo de los esfuerzos máximo y mínimos.

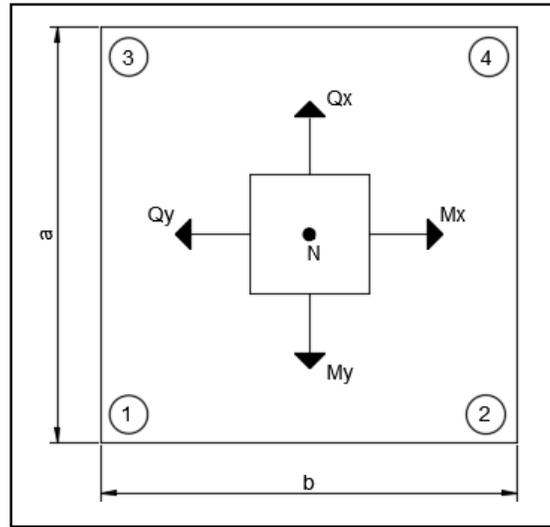


Figura 36 Esfuerzos máximos y mínimos.

Fuente: Elaboración propia

$$\sigma = \frac{N_{real}}{a \times b} \pm \frac{6 \times Mx}{a \times b^2} \pm \frac{6 \times My}{b \times a^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{52077}{240 \times 240} + \frac{6 \times 33024.8}{240 \times 240^2} + \frac{6 \times 90650}{240 \times 240^2} = 0.9577 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{52077}{240 \times 240} - \frac{6 \times 33024.8}{240 \times 240^2} - \frac{6 \times 90650}{240 \times 240^2} = 0.8504 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$$

$$0.9577 \text{ kg/cm}^2 \leq 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ estable frente al hundimiento}$$

- **Verificación al vuelco.**

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{real} \times a/2}{Ma + Vb \times h} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{N_{real} \times b/2}{Mb + Va \times h} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{52077 \times 240/2}{33024.8 + 825.62 \times 40} = 94.614 \geq 1.5$$

$$\gamma_{vb} = \frac{52077x \ 240/2}{90650 + 2266.25 x 40} = 34.469 \geq 1.5$$

- **Verificación al deslizamiento.**

$\delta = 35^\circ$  Ángulo de rozamiento interno de suelos sin cohesión.

$\phi =$  Ángulo de rozamiento de diseño.

PP = Peso propio de la zapata.

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta = \frac{2}{3} x 35 = 23.333^\circ$$

$$\gamma \leq \frac{N_{real} x \tan \varphi}{Vx} = \frac{52077 x \tan 23.333}{2266.25} = 9.9121 > 1.5$$

$$\gamma \leq \frac{N_{real} x \tan \varphi}{Vy} = \frac{52077 x \tan 23.333}{825.625} = 27.207 > 1.5$$

- **Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata.**

$$\sigma_1 = \frac{46317}{240 x 240} + \frac{6 x 33024.8}{240 x 240^2} + \frac{6 x 90650}{240 x 240^2} = 0.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{46317}{240 x 240} + \frac{6 x 33024.8}{240 x 240^2} - \frac{6 x 90650}{240 x 240^2} = 0.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{46317}{240 x 240} - \frac{6 x 33024.8}{240 x 240^2} + \frac{6 x 90650}{240 x 240^2} = 0.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{46317}{240 x 240} - \frac{6 x 33024.8}{240 x 240^2} - \frac{6 x 90650}{240 x 240^2} = 0.75 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.5.7.1.4. Cálculo de la armadura.

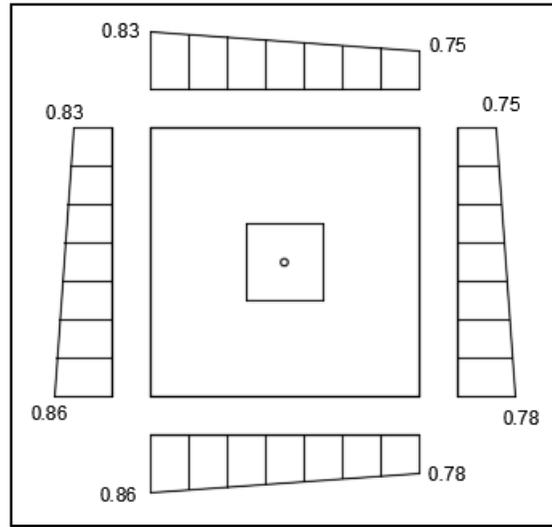


Figura 37 Tensiones actuantes en la zapata.

Fuente: Elaboración Propia

Se realiza el diseño a flexión para el lado Y, debido a que esta dirección es la más solicitada.

#### Lado Y

$$L = \frac{b - b_o}{2} + 0.15b_o = \frac{240 - 30}{2} + 0.15 \times 30 = 109.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_y = \sigma_1 - \frac{L}{a} \times (\sigma_1 - \sigma_3) = 0.86 - \frac{109.5}{240} \times (0.86 - 0.83) = 0.946 \text{ kg/cm}^2$$

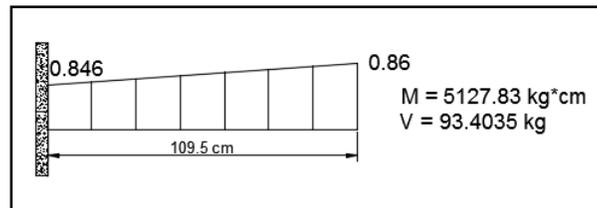


Figura 38 Esquema y respuesta estructural en la zapata.

Fuente: Elaboración propia

- **Momento de diseño.**

$$M_d = 1.6 \times M \times b = 1.6 \times 5127.83 \times 240 = 1969086.72 \text{ kg} * \text{cm}$$

- **Momento reducido de cálculo.**

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1969086.72}{240 \times 35^2 \times 166.67} = 0.04018$$

- **Cuantía mecánica.**

$$w = \mu \times (1 + \mu) = 0.04018 \times (1 + 0.04018) = 0.04179$$

- **Área de acero calculada.**

$$A_s = w \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04179 \times 240 \times 35 \times \frac{166.67}{4347.83} = 13.4566 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima.**

$$A_{s_{min}} = w \times b \times h = 0.0015 \times 240 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$$

Se adoptará la mayor área de acero:  $A_s = 14.4 \text{ cm}^2$

$$\text{CypeCad: } A_s = 18.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero min: } A_s = 14.4 \text{ cm}^2 \quad \Delta = 21.05 \%$$

- **Número de barras.**

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{14.4}{1.13} = 12.74 \approx 13$$

- **Espaciamiento entre barras.**

$$s = \frac{b - 2r}{n - 1} = \frac{240 - 2 \times 5}{13 - 1} = 19.16 \approx 15 \text{ cm constructivamente}$$

Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

**16Ø12c/15cm**

$$\text{CypeCad: } A_s = 13.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Área necesaria: } A_s = 18.08 \text{ cm}^2 \quad \Delta = 25.00 \%$$

12Ø12c/19cm

16Ø12c/15cm

- **Verificación al corte y punzonamiento.**

Debido a que se empleó las fórmulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas.

- **Verificación de la adherencia**

Cortante de diseño.

$K = 2$  para zapatas flexibles.

$$V_d = \gamma_f \times V \times b = 1.6 \times 93.4035 \times 240 = 35866.944 \text{ kg}$$

$$\frac{V_d}{0.9 \times d \times n \times \pi \times \emptyset} \leq k \times \sqrt[3]{fcd^2}$$

$$\frac{35866.944}{0.9 \times 35 \times 16 \times \pi \times 1.2} \leq 2 \times \sqrt[3]{166.67^2}$$

$$18.8769 \text{ kg/cm}^2 \leq 60.5714 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

- **Anclaje de armaduras.**

Dado que el vuelo  $v=105$  es mayor que el peralte  $h=40$  el anclaje se contará a partir de una distancia  $h$  desde el paramento del soporte.

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

$$\tau_{bu} = 0.9 \times \sqrt[3]{fcd^2} = 0.9 \times \sqrt[3]{166.67^2} = 27.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_{b1} \geq \frac{1.2}{4} \times \frac{4347.83}{27.26} = 47.85 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \times \frac{As \text{ cal}}{As \text{ real}} = 47.85 \times \frac{14.4}{18.08} = 38.1106 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 0.30l_{b1} = 0.30 \times 47.85 = 14.35 \text{ cm} \\ l_b \geq 10\emptyset = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto,  $l_b = 50 \text{ cm}$ , con esto no es necesario doblar las armaduras en patillas, por lo que siempre se prolongará la armadura hasta el extremo de la zapata.

### 3.5.7.2. Diseño de zapata combinada.

Se realizará el análisis para la zapata combinada correspondiente a las columnas P64 y P65, la cual presenta las siguientes sollicitaciones obtenidas mediante el programa Cypecad.

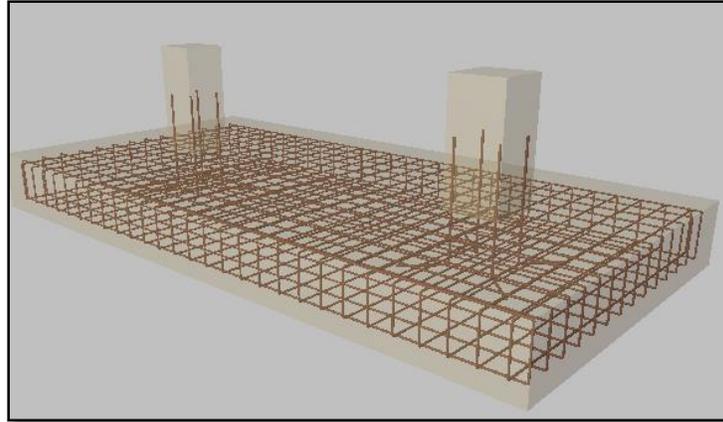


Figura 39 Detalle de Zapata combinada  
Fuente: Cypecad

*Datos de la zapata aislada correspondiente a la columna P64.*

Esfuerzo normal en estado de servicio:  $N = 39630 \text{ Kg}$

Esfuerzo normal último de diseño:  $N_d = 55480 \text{ Kg}$

Lado de la columna en dirección x:  $a = 35 \text{ cm}$

Lado de la columna en dirección y:  $b = 35 \text{ cm}$

*Datos de la zapata aislada correspondiente a la columna P65.*

Esfuerzo normal en estado de servicio:  $N = 35600 \text{ Kg}$

Esfuerzo normal último de diseño:  $N_d = 49840 \text{ Kg}$

Lado de la columna en dirección x:  $a = 30 \text{ cm}$

Lado de la columna en dirección y:  $b = 30 \text{ cm}$

Capacidad máxima admisible de carga del suelo:  $q_a = 1 \text{ Kg/cm}^2$

Recubrimiento:  $r = 5 \text{ cm}$

Resistencia característica del hormigón:  $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Límite elástico característico del acero:  $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

- **Dimensionamiento en planta.**
  - **Zapata combinada rectangular.**

En el caso de una zapata combinada, la geometría será calculada con la resultante. Es decir, con la sumatoria de las cargas de las dos columnas:

$$R = \sum Ni = 39630 + 35600 = 75230 \text{ Kg}$$

$$A_{req} = \frac{R}{q_a} = \frac{75230}{1.00} = 75230 \text{ cm}^2$$

Posteriormente se realiza la sumatoria de momentos:

$$\sum Mo = R \times \frac{L}{2}$$

$$(35600 \times 380) + (39630 \times 20) = 14320600 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$L = \frac{14320600 \times 2}{75230} = 380.72 \text{ cm}$$

Se aumentará la sección 40 cm a cada lado  $L = 425 \text{ cm}$ .

El ancho  $b$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$b = \frac{R}{L \times q_a} = \frac{75230}{425 \times 1.00} = 177.01 \text{ cm}$$

Dado a que la sección es insuficiente se aumentará 17.5 cm a cada lado  $b = 215 \text{ cm}$ .

*La presión neta última que la zapata transmite al suelo se calcula a continuación:*

$$q_u = \frac{Ru}{A_{req}} = \frac{105320}{425 \times 215} = 1.15 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Análisis de esfuerzos.**

$$q_x = q_u \times b = 1.15 \times 215 = 248 \text{ Kg/cm}$$

- **Dimensionamiento en elevación.**

Se asumirá un canto útil:  $d = 30 \text{ cm}$

- **Verificación a corte por flexión.**

Se calculará la tensión de corte por flexión a una distancia “d” de los apoyos.

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi b d}$$

$$V1 = -8400 \text{ Kg} \quad v_{ui} = \frac{8400}{0.75 \times 215 \times 30} = 1.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V2 = 26600 \text{ Kg} \quad v_{ui} = \frac{26600}{0.75 \times 215 \times 30} = 5.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V3 = -26600 \text{ Kg} \quad v_{ui} = \frac{266}{0.75 \times 215 \times 30} = 5.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V4 = 10500 \text{ Kg} \quad v_{ui} = \frac{105}{0.75 \times 215 \times 30} = 2.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{ui} = 1.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \begin{array}{l} v_{ui} \leq v_c \\ 1.7 \leq 8.38 \text{ Cumple} \end{array}$$

$$v_{ui} = 5.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \begin{array}{l} v_u \leq v_c \\ 5.5 \leq 8.38 \text{ Cumple} \end{array}$$

$$v_{ui} = 5.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \begin{array}{l} v_u \leq v_c \\ 5.5 \leq 8.38 \text{ Cumple} \end{array}$$

$$v_{ui} = 2.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \begin{array}{l} v_u \leq v_c \\ 2.2 \leq 8.38 \text{ Cumple} \end{array}$$

Según el reglamento ACI 318S-05 la tensión cortante está determinada por la siguiente ecuación:

$$v_c = 0.53 \times \sqrt{fck} = 0.53 \times \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Verificación a corte por punzonamiento.**

Para la verificación a corte por punzonamiento se calculará la tensión de corte para la carga de servicio de cada una de las columnas.

$$v_{ui} = \frac{N_{ui}}{\phi b_o d}$$

$$b_o = 2(a + b + 2d) = 2(35 + 35 + 2 \times 30) = 260 \text{ cm} \quad v_{ui} = \frac{55480}{0.75 \times 260 \times 30} = 9.48 \text{ KN/cm}^2$$

$$b_o = 2(a + b + 2d) = 2(30 + 30 + 2 \times 30) = 240 \text{ cm} \quad v_{ui} = \frac{49840}{0.75 \times 240 \times 30} = 9.23 \text{ KN/cm}^2$$

$$v_{ui} = 9.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{ui} = 9.23 \text{ Kg/cm}^2$$

El reglamento ACI 318S-05 establece que la tensión admisible de corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$v_c = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{fck} = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{250} = 25.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.27 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{fck} = 0.27 \times \left(\frac{40 \times 30}{260} + 2\right) \times \sqrt{250} = 28.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.27 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{fck} = 0.27 \times \left(\frac{40 \times 30}{240} + 2\right) \times \sqrt{250} = 29.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 1.06 \times \sqrt{fck} = 1.06 \times \sqrt{250} = 16.76 \text{ KN/cm}^2$$

Entonces:

$$v_c = 25.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 28.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 29.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 16.76 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

$\beta$  = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna.

$\alpha_s = 40$  para cargas aplicadas al centro de la zapata.

Se debe verificar la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c$$

$$9.48 \leq 16.76 \text{ Cumple}$$

Entonces la altura de la zapata es:

$$h = d + r = 30 + 5 = 35\text{cm}$$

- **Transferencia de esfuerzos.**

Para la verificación de la transferencia de esfuerzos se debe seguir el procedimiento desarrollado a continuación:

El esfuerzo de aplastamiento viene dado por la siguiente ecuación:

$$f_a = \frac{Nd}{ab} = \frac{55480}{35 \times 35} = 45.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{Nd}{ab} = \frac{49840}{30 \times 30} = 55.4 \text{ Kg/cm}^2$$

La cual no debe excederse al admisible que es:

$\emptyset = 0.65$  según ACI 318S-05

$$f_{au} = 0.85 \times \emptyset \times f_{ck} = 0.85 \times 0.65 \times 250 = 138.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Se debe verificar la siguiente relación:

$$\begin{aligned} f_a &\leq f_{au} \\ 55.4 &\leq 138.1 \text{ Cumple} \end{aligned}$$

- **Cálculo del refuerzo de acero por flexión.**

- **Refuerzo de acero en la dirección "x"**

$\emptyset = 0.90$  según ACI 318S-05

$$A_{s1} = \frac{M_i}{\emptyset \times f_{yk} \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \leftrightarrow a = \frac{A_{s1} \times f_{yk}}{0.85 \times f_{ck} \times B}$$

$$M1 = -637875 \text{ Kg*cm}$$

$$A_{s1} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$M1 = -637875 \text{ Kg*cm}$$

$$A_{s2} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max} = 1549625 \text{ Kg*cm}$$

$$A_{s\max} = 11.73 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima  $A_{S\min}$  se calcula con:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times B \times h = 0.0018 \times 215 \times 35 = 13.545 \text{ cm}^2$$

Se adopta el mayor valor de los dos

$$A_s = 13.545 \text{ cm}^2$$

Nº de barras

Espaciamiento

$$\phi_{12} = \frac{13.545}{1.130} = 11.98 \approx 12 \text{ barras}$$

$$e_{\phi_{12}} = \frac{215}{12} = 17.91 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

**Use: Ø12c/15cm**

- **Refuerzo de acero en la dirección “y”.**

Se calculará el momento en el eje y con la siguiente ecuación:

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{215 - 35}{2}$$

$$m = 90 \text{ cm}$$

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{215 - 30}{2}$$

$$m = 92.5 \text{ cm}$$

$$q_y = \frac{Ru}{b} = \frac{105320}{215}$$

$$q_y = 489.8 \text{ Kg/cm}$$

$$q_y = \frac{Ru}{b} = \frac{105320}{215}$$

$$q_y = 489.8 \text{ Kg/cm}$$

$$M_x = q_y \frac{m^2}{2} = 489.8 \frac{90^2}{2}$$

$$M_x = 1983690 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_x = q_y \frac{m^2}{2} = 489.8 \frac{92.5^2}{2}$$

$$M_x = 2095425.62 \text{ kg} * \text{cm}$$

Ø = 0.90 según ACI 318S-05

$$A_{s1} = \frac{M_i}{\phi \times f_{yk} \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \leftrightarrow a = \frac{A_{s1} \times f_{yk}}{0.85 \times f_{ck} \times (d + a_i)}$$

$$M_{x1} = 1983690 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$A_{s1} = 26.54 \text{ cm}^2$$

$$M_{x2} = 2095425.62 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$A_{s2} = 30.21 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima  $A_{s_{min}}$  se calcula con:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times (d + a_i) \times h = 0.0018 \times 215 \times 35 = 13.545 \text{ cm}^2$$

Se adopta el mayor valor de los dos

$$A_s = 30.21 \text{ cm}^2$$

Nº de barras

Espaciamiento

$$\phi_{12} = \frac{30.21}{1.130} = 26.73 \approx 27 \text{ barras}$$

$$e_{\phi_{12}} = \frac{425}{27} = 15.74 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

**Use: Ø12c/15cm**

<i>210 x 455 x 45 cm</i>	<i>215 x 425 x 35 cm</i>	<i>Δ</i>
<i>CypeCad: As<sub>1</sub> = 11.30 cm<sup>2</sup></i>	<i>Área necesaria: As<sub>1</sub> = 15.82 cm<sup>2</sup></i>	<i>Δ = 28.57 %</i>
<i>CypeCad: As<sub>2</sub> = 23.73 cm<sup>2</sup></i>	<i>Área necesaria: As<sub>2</sub> = 31.64 cm<sup>2</sup></i>	<i>Δ = 25.00 %</i>

### 3.5.8. Diseño de estructura complementaria (Escalera).

A continuación, se muestra el cálculo de una escalera de hormigón armado, la cual presenta dos tramos y un descanso.

#### Diseño geométrico.

- Desnivel a salvar:  $Z = 410 \text{ cm}$
- Ámbito:  $a = 170 \text{ cm}$
- Huella:  $h = 30 \text{ cm}$
- Contrahuella:  $c = 18 \text{ cm}$
- Según Neufert, se debe cumplir al menos una de las siguientes condiciones:

$$h + 2c = 61 \text{ a } 64 \text{ cm} = 30 \text{ cm} + (2 \times 18 \text{ cm}) = 66 \text{ cm}$$

$$h - c = 12 \text{ cm} - 18 \text{ cm} = 12 \text{ cm OK!}$$

- El número de peldaños (escalones) es:

$$n_e = \frac{Z}{c} = \frac{410}{0.18} = 22.77 \approx 23 \text{ escalones}$$

- Según la norma española nos recomienda espesores mínimos para losas. La cual adoptamos el valor para una losa simplemente apoyada.

$$h_f = \frac{L}{20} = \frac{330}{20} = 16.5 \approx 16 \text{ cm}$$

- La pendiente de la escalera viene dada por:

$$m = \frac{c}{h} = \frac{18}{30} = 0.6$$

$$\alpha = \arctan(m) = \arctan(0.6) = 30.96^\circ$$

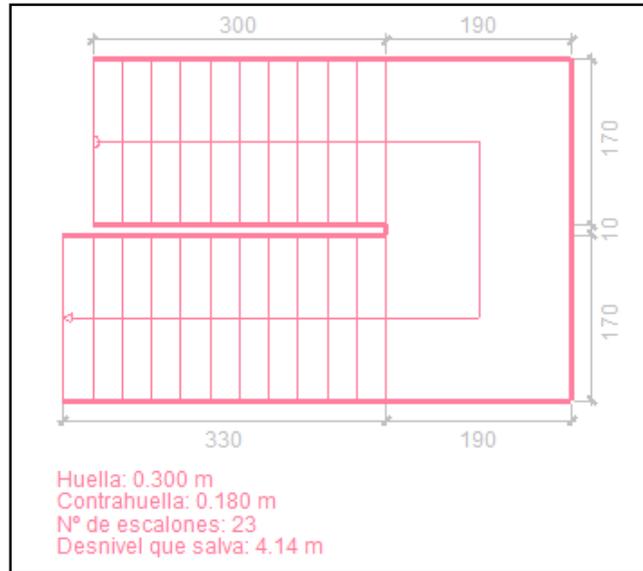


Figura 40 Vista escalera en planta  
 Fuente: CypeCad

### Determinación de cargas.

- **Análisis tramo inclinado**

- Peso propio de la losa:

$$q_1 = \frac{hf \times \gamma_{H^\circ A^\circ}}{\cos \alpha} = \frac{0.16 \times 2500}{\cos (30.96)} = 466.45 \text{ kg/m}^2$$

- Peso Propio de los escalones:

$$q_2 = \frac{c \times \gamma_{H^\circ A^\circ}}{2} = \frac{0.18 \times 2500}{2} = 225 \text{ kg/m}^2$$

- Acabado:  $q_a = 120 \text{ kg/m}^2$

- **Análisis del descanso de la escalera.**

- Peso Propio de la losa:

$$q_3 = hf \times \gamma_{H^\circ A^\circ} = 0.16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$$

- Acabado:  $q_b = 120 \text{ kg/m}^2$

La carga debido a barandilla Según Norma E20:  $Q_b = 60 \text{ Kg/m}$

Entonces el subtotal de cargas muertas es:

Para el tramo de la escalera:

$$q_D = q_1 + q_2 + q_b + Q_b = 446.45 + 225 + 120 + 60 = 851.45 \text{ kg/m}^2$$

Para el descanso de la escalera:

$$q_D = q_3 + q_b = 446.45 + 120 = 566.45 \text{ kg/m}^2$$

- **Análisis de carga viva.**

Según recomendaciones de la norma EHE-98 la carga viva será:  $q_L = 400 \text{ kg/m}^2$

Aplicando coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

Para tramo de la escalera:

$$q_U = 1.6x(q_D + q_L) = 1.6 x (851.45 + 400) = 2002.32 \text{ kg/m}^2$$

Para descanso de la escalera:

$$q_U = 1.6x(q_D + q_L) = 1.6 x (566.45 + 400) = 1546.32 \text{ kg/m}^2$$

Del programa obtenemos el momento de diseño.

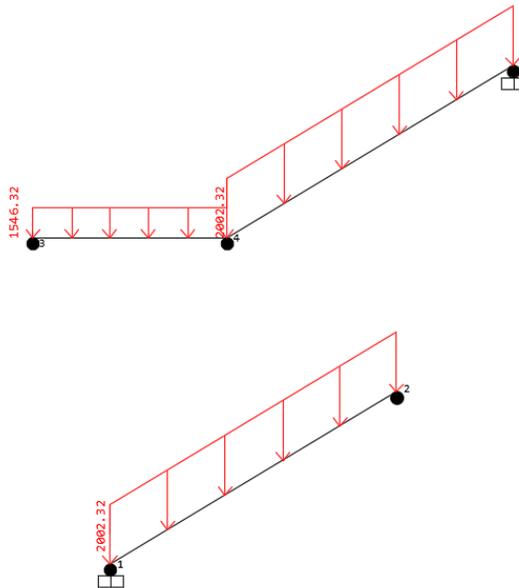


Figura 41 Distribución de cargas sobre losa  
Fuente: Programa computacional Sap 2000.

### Determinación de las armaduras.

- Determinación de la armadura a flexión en el tramo 1-2  
 $b_w = 100 \text{ cm}$   
 $h_f = 16 \text{ cm}$   
 $d = 13 \text{ cm}$

$$Md = 441150 \text{ Kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$$

$$fcd = 166.7 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$fyd = 4348 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md}{fcd \times bw \times d^2} = \frac{441150}{166.7 \times 100 \times 13^2} = 0.1566$$

De acuerdo a la tabla 5 el valor de  $\mu_{lim} = 0.316$  para un acero AH – 500 donde:

$$\begin{aligned} \mu_d &\leq \mu_{lim} \\ 0.1566 &\leq 0.316 \end{aligned}$$

No necesita armadura a compresión.

#### **Determinación de la cuantía mecánica.**

De acuerdo a la tabla 6 obtenemos la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = 0.1566 \rightarrow w = 0.1752 \text{ (valor interpolado)}$$

#### **Determinación de la armadura “As”.**

$$As = w \times bw \times d \times \frac{fcd}{fyd} = 0.1566 \times 100 \times 13 \times \frac{166.7}{43.48} = 8.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### **Determinación de la armadura mínima.**

Según la norma CBH nos recomienda como armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son gobernantes hasta hormigones con  $fcd = 300 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación:

$$As_{min} = w_{min} \times bw \times d = 0.0018 \times 100 \times 13 = 2.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $As \geq As_{min}$ . Se toma la mayor cuantía la cual es:  $As = 8.73 \text{ cm}^2/\text{m}$

### Determinación del número de barras de acero.

$$N^{\circ} \text{ barras } \emptyset 10 = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 10}} = \frac{8.73}{0.785} = 11.12 \approx 11 \text{ barras}$$

### Separación entre barras.

$$esp = \frac{bw}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{100}{11} = 9.09 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la cantidad de acero que se necesita para la flexión negativa para el tramo 1-2 es:

**Use Ø10c/10cm**

Se debe disponer una armadura transversal de reparto igual a 25% de la armadura longitudinal principal.

$$A_{s_t} = A_s \times \frac{25}{100} = 8.73 \times \frac{25}{100} = 2.1825 \text{ cm}^2/m$$

El número de barras para armaduras de 8 mm es:

$$N^{\circ} \text{ barras } \emptyset 8 = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{2.1825}{0.503} = 4.34 \approx 5 \text{ barras}$$

### Separación entre barras.

$$esp = \frac{bw}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**Use Ø8c/20cm**

### 3.5.9. Precios unitarios.

Los precios unitarios ya se definieron en el punto 2.11.2 los mismo se realizaron para cada actividad en particular empleando el formulario B-2 y están conformados por:

El precio unitario, consecuentemente, se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos Indirectos (CI) en relación con el volumen de obra y, por lo tanto, la expresión matemática del precio unitario puede escribirse de la siguiente manera:

$$PU = CD + CI$$

Los costos directos “CD” son los que engloban el costo de:

- 1) Material.
- 2) Mano de obra. - Conformada por la suma de:
  - a. Mano de obra.
  - b. Cargas sociales. - Porcentaje de “2.1” el cual puede adoptarse entre 55 a 71.18 %, en el proyecto se asumió 55%.
  - c. Impuestos IVA. - Porcentaje de la suma entre “mano de obra + Cargas sociales”, el cual en el proyecto se asumió 14.94%.
- 3) Equipo, maquinaria y herramientas.
  - a. Herramientas. - Es un porcentaje de “2” que se asumió 5%.
- Los costos indirectos (CI) son todos aquellos gastos que no son integrantes de los costos directos, tales como:
- 4) Gastos generales y administrativos. - Es un porcentaje de “1+2+3” el cual en el proyecto se asumió como 10%.
- 5) Utilidad. - Es un porcentaje de “1+2+3+4” el cual en el proyecto se asumió como 10%.
- 6) Impuestos. - Es un porcentaje de “1+2+3+4+5” el cual en el proyecto se asumió como 3.09%.

Por lo tanto, el precio unitario de cada actividad sería la suma de los costos directos más los costos indirectos o sea “ $PU=1+2+3+4+5+6$ ”.

Todos los precios unitarios, realizados para cada actividad se encuentran en el Anexo N° 6.

### **3.5.10. Cómputos métricos.**

Los cómputos métricos ya se definieron en el punto 2.11.3 Los mismos se realizaron para cada actividad en particular.

El trabajo de medición fue ejecutado sobre los planos con ayuda del software AutoCAD teniendo mucho cuidado con las escalas de cada plano.

Todos los cómputos métricos, realizados para cada actividad se encuentran en el Anexo N° 7.

### 3.5.11. Presupuesto.

El presupuesto de la obra ya se definió en el punto 2.11.4 el mismo fue estimado mediante la multiplicación de cada una de las actividades por su correspondiente precio unitario, lo cual nos determina el costo parcial de la misma y mediante la suma del costo parcial de todas las actividades tenemos el presupuesto total de la obra, el cual es aproximadamente 5,035,825.51 Bs, lo que es igual a 728.378,31 \$us.

## PRESUPUESTO GENERAL

(En Bolivianos)

Nº	DESCRIPCIÓN	UNID.	TOTAL	UNITARIO	PARCIAL
1	INSTALACION DE FAENAS	glb	1.00	2659.49	2,659.49
2	REPLANTEO Y TRAZADO	m <sup>2</sup>	701.63	12.29	8,623.03
3	EXCAVACION TERRENO SEMIDURO H>1.5 M CON MAQUINA	m <sup>3</sup>	1,935.27	37.19	71,972.69
4	EXCAVACION MANUAL TERRENO SEMIDURO	m <sup>3</sup>	566.95	118.42	67,137.72
5	ZAPATAS DE H°A° FC=250KG/CM2	m <sup>3</sup>	92.47	3478.06	321,616.64
6	RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARINA SIN MAT.	m <sup>3</sup>	474.48	87.38	41,459.68
7	SOBRECIMIENTO DE H°A° FC=250KG/CM2	m <sup>3</sup>	33.01	3743.88	123,587.04
8	COLUMNAS DE H°A° FC=250KG/CM2	m <sup>3</sup>	71.29	4819.74	343,618.54
9	VIGA DE H°A° FC=250KG/CM2	m <sup>3</sup>	94.65	4990.63	472,342.05
10	ESCALERAS DE H°A°	m <sup>3</sup>	8.05	4860.12	39,110.84
11	CUBIERTA DE CALAMINA/ESTRUCTURA METALÍCA	m <sup>2</sup>	232.22	326.71	75,869.90
12	LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM E=20CM	m <sup>2</sup>	2,002.03	401.93	804,675.33
13	BARANDA DE F°G° DE 2" PROVISIÓN Y COLOCADO	ml	87.90	327.67	28,802.19
14	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMIENTOS	m	103.96	33.41	3,473.39
15	MURO DE LADRILLO 6H E=12 CM	m <sup>2</sup>	2,265.98	192.54	436,291.21
16	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO FACHADA	m <sup>2</sup>	1,338.41	241.34	323,010.76
17	REVOQUE INTERIOR DE YESO	m <sup>2</sup>	2,265.98	133.16	301,737.50
18	REVOQUE CIELO RASO BAJO LOSA	m <sup>2</sup>	1,787.43	179.92	321,594.40
19	REVOQUE CIELO FALSO	m <sup>2</sup>	219.48	320.65	70,376.26
20	PINTURA EXTERIOR LATEX	m <sup>2</sup>	1,338.41	47.58	63,681.33
21	PINTURA INTERIOR - LATEX	m <sup>2</sup>	2,265.98	47.34	107,271.35
22	EMPEDRADO Y CONTRAPISO DE H°	m <sup>2</sup>	1,001.01	190.28	190,472.99
23	PISO DE CERÁMICA NACIONAL	m <sup>2</sup>	2,002.03	230.73	461,928.04
24	ZOCALO DE CERÁMICA NACIONAL	ml	661.97	60.42	39,995.93
25	PROV. Y COLOC. VENTANA DE ALUMINIO	m <sup>2</sup>	263.25	756.70	199,201.28

26	PROV. Y COLOC. PUERTA DE MADERA TIPO TABLERO	m <sup>2</sup>	102.96	1100.04	113,260.12
27	PROV. Y COLOC. DE CHAPA INTERIOR	pza	29.00	183.12	5,310.48
28	LIMPIEZA GENERAL DE LA OBRA	glb	1.00	630.03	630.03
<b>TOTAL PRESUPUESTO (bs)</b>					5,035,825.51

Para mayor referencia véase el Anexo N° 8.

### **3.5.12. Planeamiento y Cronograma.**

El cronograma de la obra fue definido en el punto 2.11.5 el mismo fue desarrollado en función a los rendimientos de la mano de obra y la cantidad del personal disponible para efectuar las diferentes actividades. Dicho cronograma consiste en un diagrama de Gantt elaborado mediante el programa computarizado Microsoft Project en su versión 2016.

Teniendo como resultado un cronograma de ejecución, con una duración aproximada de 343 días calendario.

El cronograma de ejecución de la obra se encuentra en el Anexo N° 9.

## CAPÍTULO IV

### 4. APORTE ACADÉMICO.

“Como aporte académico por parte del estudiante, se realizará la comparación de diseño y armado de las vigas de apoyo de una escalera de hormigón armado, por CBH-87 y ACI 318-14”.

#### 4.1. Marco teórico.

##### Metodología CBH-87

Las vigas por el método CBH-87, están descritas en el apartado 2.7.1. del Capítulo 2.

##### Verificación a torsión.

La Normativa Boliviana CBH-87 en cuanto al tema de torsión nos da unas comprobaciones que se realizan tanto al hormigón como a las armaduras las cuales son:

##### Comprobaciones relativas al hormigón

$$h_e = \frac{d_e}{6}$$

Donde:

$d_e$  = el diámetro efectivo del mayor círculo  $q$  se pueda inscribir en el contorno  $U_e$

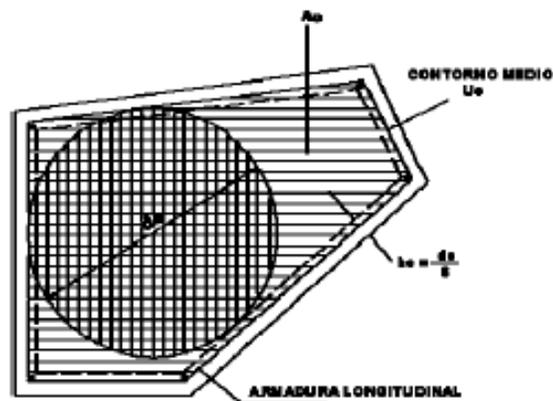


Figura 42 Sección equivalente para el estudio de la torsión  
Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Pág. 79.

La condición de agotamiento por compresión, del hormigón de las piezas de sección maciza, viene dada por:

Con:  $f_{cd} \leq 25 \text{ Mpa}$

$$T_d \leq T_{u1} = 0.36 \times f_{cd} \times A_e \times h_e$$

Donde:

$T_d$  = Momento torsor de cálculo.

$T_{u1}$  = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

$A_e$  = Área envuelta por el contorno medio de la sección eficaz.

$h_e$  = Espesor eficaz.

### **Comprobaciones relativas a las armaduras**

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2 \times A_e \times A_t}{s} \times f_{yd}$$

Donde:

$T_d$  = Momento torsor de cálculo.

$T_{u2}$  = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura transversal.

$A_e$  = Área envuelta por el contorno medio de la sección eficaz.

$A_t$  = Área de la sección de una de las barras de los cercos, o de la malla que constituyen la armadura transversal.

$s$  = Separación entre cercos o entre barras de la malla.

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal ( $\leq 420 \text{ Mpa}$ ).

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2 \times A_e \times A_{s1}}{u} \times f_{yd}$$

Donde:

$T_d$  = Momento torsor de cálculo.

$T_{u3}$  = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

$A_e$  = Área envuelta por el contorno medio de la sección eficaz.

$A_{s1}$  = Área de la sección de armaduras longitudinales.

### Metodología ACI318-14.

#### Diseño de Vigas

Según 22.2. Método del bloque rectangular de compresiones.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

Secciones controladas por tracción  $\phi=0.9$

Según 22.2.2. Profundidad máxima de la zona de compresión.

$$c_{max} = \frac{\varepsilon_{cmax}}{\varepsilon_{cmax} + \varepsilon_{smin}} * d$$

Donde:

$\varepsilon_{cmax} = 0.003$  Deformación unitaria del Hormigón en deformación plástica (según 22.2.2.1).

$\varepsilon_{smin} = f_y / E_S$  Deformación plástica del acero.

Según 22.2.2.4.1. Máxima profundidad permisible del bloque de compresiones

$$a = \beta_1 * c_{max}$$

Según 22.2.2.4.3.  $\beta_1$  es el factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad de eje neutro, se utiliza la tabla 22.2.2.4.3 de acuerdo al tipo de hormigón a usar.

$$17 \leq f'c \text{ (MPa)} \leq 28 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

El área de refuerzo a tracción se calcula:

$$A_s = \frac{|M_u|}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

El área de acero máxima determinada según el criterio de la cuantía balanceada:

$$A_{S_{max}} = \beta_1 * \frac{0.85 * f'c}{fy} * d * b * \frac{\epsilon_{cmax}}{\epsilon_{cmax} + \epsilon_{smin}}$$

Para el área mínima de acero se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{S_{min}} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d \\ \frac{1.4 * b * d}{fy} \end{array} \right\} \text{El mayor}$$

### Diseño a cortantes.

Según 22.5.5. Resistencia al cortante proporcionada por el Hormigón.

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Donde la norma específica en el punto 22.5.3.1:

$$\sqrt{f'c} \leq 8.3 \text{ MPa}$$

Según 22.5.1.1. La resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo será:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Donde para cortante  $\phi = 0.75$

Según 22.5.3.3. los valores de  $f_y$  y  $f_{yt}$  no excederán los 420 MPa.

Según 9.7.6.2.2. El espaciamiento del refuerzo cortante no debe exceder  $d/2$  o 600 mm.

Según 9.6.3.3. El área mínima requerida de la barra de acero será el mayor de las dos expresiones siguientes:

$$A_{v_{min}}: \text{el mayor de } \left\{ \begin{array}{l} 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{bw}{f_{yt}} \\ 0.35 * \frac{bw}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

## Verificación a torsión.

Según ACI318-05, el diseño para torsión está basado en la analogía de una cercha espacial para un tubo de pared delgada. Una viga sometida a torsión se idealiza como un tubo de pared delgada en el que se desprecia el núcleo de Hormigón de la sección transversal de la viga sólida, tal como muestra la figura 45, una vez que la viga de Hormigón se ha agrietado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente por los estribos cerrados y las barras longitudinales ubicadas cerca de la superficie del elemento. En la analogía del tubo de pared delgada se supone que la resistencia es proporcionada por la capa exterior de la sección transversal centrada aproximadamente en los estribos cerrados. Tanto en secciones solidas como las huecas se idealizan como tubos de pared delgada tanto antes como después del agrietamiento.

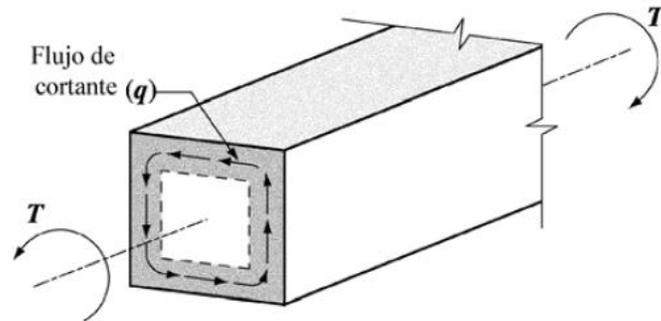
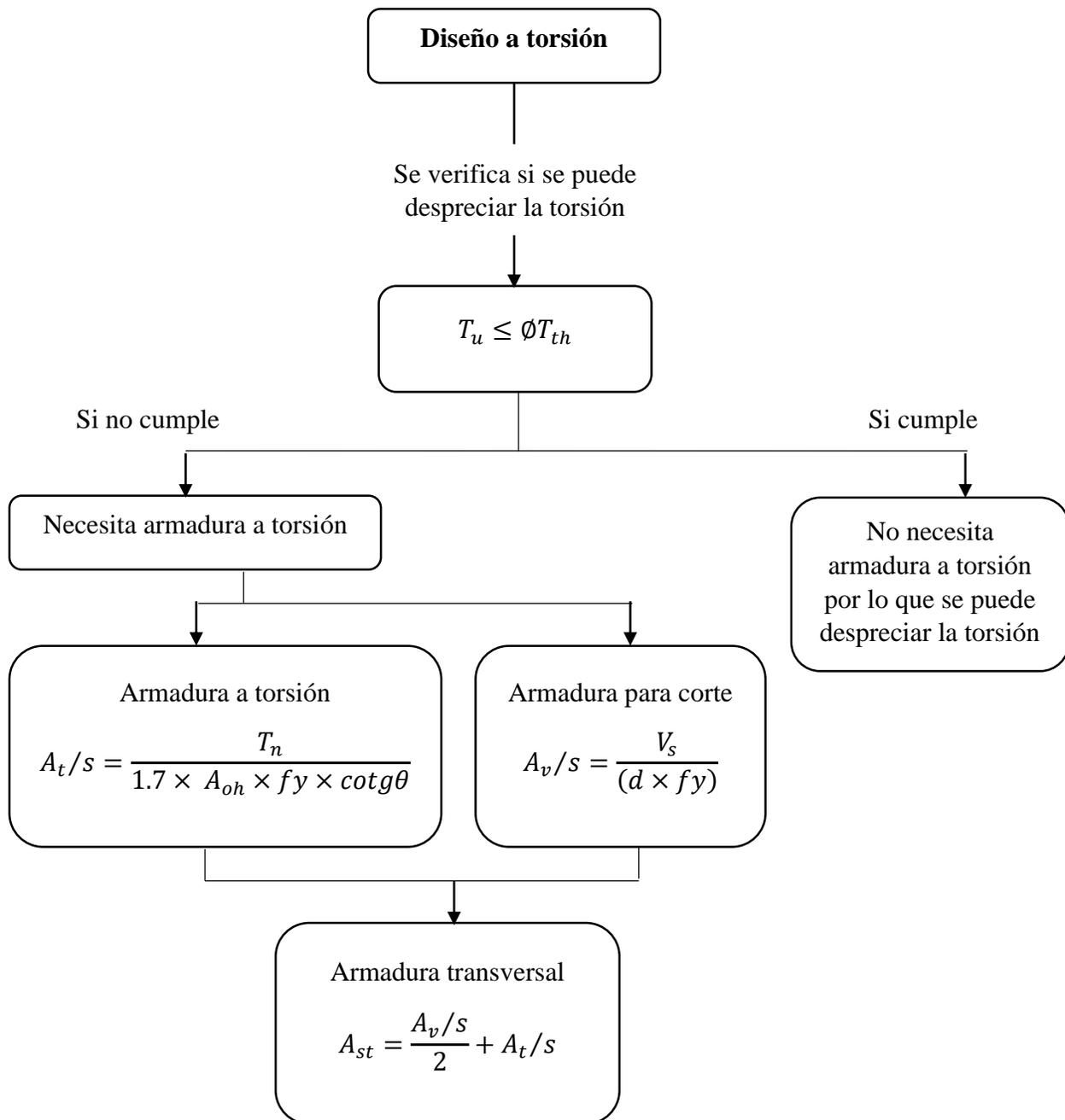


Figura 43 Idealización de tubo de pared delgada.  
Fuente: ACI318-05, Pág. 169.

## Metodología de diseño a torsión.



## Diseño de vigas en base a CBH-87

### Viga Planta Baja.

#### Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales.

Base de la viga:  $b_w = 25$  cm.

Recubrimiento:  $r = 3$  cm.

Momento flector positivo de diseño:  $M_d = 11643$  Kg\*m.

Momento flector negativo de diseño:  $M_d = 4255$  Kg\*m.

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 14291$  Kg. B115.

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 5629$  Kg. B116.

Peso específico del Hormigón:  $\gamma_s = 250$  kg/cm<sup>3</sup>.

Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f_{ck} = 250$  kg/cm<sup>2</sup>

Límite elástico característica del acero:  $f_{yk} = 5000$  kg/cm<sup>2</sup>.

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero  $\gamma_s$ : 1.15

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón  $\gamma_c$ : 1.50

### Pre dimensionamiento

Lo aconsejable es que la altura de la viga “h” sea mayor o igual para evitar problemas con las flechas.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.5} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

Estimación de canto de la viga en relación a la luz de la misma:

$L = 4.08$  m.

$$\frac{L}{12} < h < \frac{L}{10}$$

$$\frac{408 \text{ cm}}{12} < h < \frac{408 \text{ cm}}{10}$$

De donde se adopta un canto de  $h = 40 \text{ cm}$ .

### **Canto Útil.**

$$d = h - r = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

#### **- Determinación de la armadura positiva.**

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md}{bw \times d^2 \times fcd} = \frac{11643 \times (100)}{25 \times 37^2 \times 166.67} = 0.2041$$

$$0.2041 < 0.252$$

Entra en el dominio 3 y no necesita armadura a compresión.

### **Determinación de la cuantía mecánica.**

De acuerdo a la tabla 6 del punto 2.7.1.2. del Capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = 0.2041 \rightarrow w = 0.2386 \text{ (Valor interpolado)}$$

### **Determinación de la armadura "As".**

$$A_s = w \times bw \times d \times \frac{fcd}{fyd} = 0.2386 \times 25 \times 37 \times \frac{1.66}{43.48} = 8.4589 \text{ cm}^2$$

### **Determinación de la armadura mínima.**

Según el código CBH 87 nos recomienda como armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son los gobernantes hasta hormigones con  $fcd = 300 \text{ kg/cm}^2$  dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} \times bw \times d = 0.0028 \times 25 \times 37 = 2.59 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s \geq A_{s_{min}}$ , se toma la mayor área la cual es  $A_s = 8.4589 \text{ cm}^2$

### Determinación del número de barras de acero.

Si:

$$A_{\emptyset 16} = 2.01 \text{ cm}^2 \times 4 \text{ barras} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\emptyset 12} = 1.130 \text{ cm}^2 \times 1 \text{ barras} = 1.130 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8.04 + 1.130 = 9.17 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$\text{Área necesaria: } A_s = 8.4589 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de barras: } A_t = 9.17 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará: 4Ø16 + 1Ø12**

Espaciamiento:

$$e = \frac{S - \emptyset \times N}{n} = \frac{19 - 2 \times 4}{4} = 2.75 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Se puede apreciar q la separación es mayor a 2 cm y al mayor diámetro es 2 cm por lo tanto la separación es adecuada.

#### - *Determinación de la armadura negativa.*

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{42.55}{25 \times 37^2 \times 1.667} = 0.0746$$

$$0.0746 < 0.252$$

Entra en el dominio 2.

### Determinación de la cuantía mecánica.

De acuerdo a la tabla 6 del punto 2.7.1.2. del Capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = 0.0746 \rightarrow w = 0.0790 \text{ (Valor interpolado)}$$

### Determinación de la armadura “As”.

$$A_s = w \times bw \times d \times \frac{fcd}{fyd} = 0.0746 \times 25 \times 37 \times \frac{1.66}{43.48} = 2.7996 \text{ cm}^2$$

### **Determinación de la armadura mínima.**

Según el código CBH 87 nos recomienda como armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son los gobernantes hasta hormigones con  $fcd = 300 \text{ kg/cm}^2$  dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

$$As_{min} = ws_{min} \times bw \times d = 0.0028 \times 25 \times 37 = 2.59 \text{ cm}^2$$

Como  $As \geq As_{min}$ , se toma la mayor área la cual es  $As = 2.7996 \text{ cm}^2$

### **Determinación del número de barras de acero.**

Si:

$$A_{\emptyset 12} = 1.130 \text{ cm}^2 \times 3 \text{ barras} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Entonces:

Área necesaria:  $As = 2.7996 \text{ cm}^2$

Área de barras:  $At = 3.39 \text{ cm}^2$

**Se utilizará: 3Ø12**

Espaciamiento:

$$e = \frac{S - \emptyset \times N}{n} = \frac{19 - 2 \times 2}{2} = 7.5 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm y al mayor diámetro es 2 cm por lo tanto la separación es adecuada.

### **Diseño a Cortante lado B115.**

El cortante de diseño es:  $Vd = 14291 \text{ Kg}$ .

Distancia analizada:  $S = 100 \text{ cm}$ .

**Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 6.45 \times 25 \times 37 = 5971 \text{ Kg}$$

**Resistencia de la biela a compresión.**

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 25 \times 37 = 46250 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el  $A_s$  transversal.**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 14291 - 5971 = 8320 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

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

Donde la armadura para este caso se determina según la norma, que es:

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}} = \frac{83.20 \times 100}{0.90 \times 37 \times 42} = 5.95 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de armadura mínima**

$$A_{s_{min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 25 \times 100 \times \frac{1.67}{42} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 5.95 \text{ cm}^2$

La armadura para una pierna será:  $A_s = 2.974 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\emptyset 8$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s_{1pierna}}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{2.974 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 5.91 \approx 6 \text{ barras}$$

$$A_{s_t} = 6 \times 0.503 \text{ cm}^2 = 3.018 \text{ cm}^2$$

$$3.018 \text{ cm}^2 > 2.974 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Espaciamiento

$$e_{\emptyset 8} = \frac{100}{6} = 16.66 \approx 15 \text{ cm}$$

**Se utilizará: 6Ø8 c/15cm**

### **Diseño a Cortante lado B116**

El cortante de diseño es:  $V_d = 5629 \text{ Kg}$ .

Distancia analizada:  $S = 253 \text{ cm}$ .

### **Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

### **Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 6.45 \times 25 \times 37 = 5971 \text{ Kg}$$

### **Resistencia de la biela a compresión.**

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 25 \times 37 = 46250 \text{ Kg}$$

### **Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el $A_s$ transversal.**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 5629 - 5971 = -342 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

Como: Caso A ( $V_{cu} > V_d$ )

### **Cálculo de armadura mínima**

$$A_{s_{min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 25 \times 253 \times \frac{1.67}{42} = 5.02 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 5.02 \text{ cm}^2$

La armadura para una pierna será:  $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro Ø8mm

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_{S_{1\text{pierna}}}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{2.51 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 4.99 \approx 5 \text{ barras}$$

Espaciamiento

$$e_{\emptyset 8} = \frac{253}{5} = 50.6 \text{ cm}$$

La norma boliviana nos indica que el espaciamento máximo para estribos es:

$$e \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.85d = 0.85 \times 37 = 31.45 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará un espaciamento de 30 cm, entonces el número de estribos será:

$$N^{\circ} \text{ estribos} = \frac{253 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 8.43 \approx 9 \text{ barras}$$

**Se utilizará: 9Ø8 c/30cm**

**Verificación a torsión.**

**Comprobaciones relativas al hormigón.**

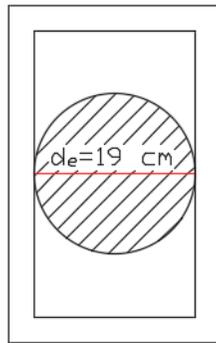


Figura 44 Diámetro efectivo del mayor círculo que se puede inscribir en el contorno.  
Fuente: Elaboración propia

$$h_e = \frac{d_e}{6} = \frac{19 \text{ cm}}{6} = 3.1667 \text{ cm}$$

La condición de agotamiento, por compresión del hormigón:

Con:  $fcd \leq 25 \text{ Mpa}$

$T_d = 1 \text{ Kg} * m$

$$T_d \leq T_{u1} = 0.36 \times f_{cd} \times A_e \times h_e$$

$$T_{u1} = \frac{0.36 \times 25000 \times 646 \times 3.1667}{(10) \times (100)} = 18411 \text{ Kg} * m$$

$$1 \text{ Kg} * m \leq 18411 \text{ Kg} * m \text{ Cumple!}$$

### Comprobaciones relativas a las armaduras.

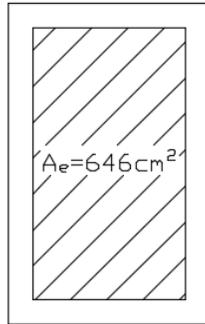


Figura 45 Área de la sección hueca eficaz.  
Fuente: Elaboración propia

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2 \times A_e \times A_t}{s} \times f_{yd}$$

$$T_{u2} = \frac{2 \times 646 \times 0.503}{30} \times 42000 \times \left(\frac{1}{10 \times 100}\right) = 909.8 \text{ Kg} * m$$

$$1 \text{ Kg} * m \leq 909.8 \text{ Kg} * m \text{ Cumple!}$$

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2 \times A_e \times A_{s1}}{u} \times f_{yd}$$

$$T_{u3} = \frac{2 \times 646 \times 9.3088}{106} \times 42000 \times \left(\frac{1}{10 \times 100}\right) = 4765.40 \text{ Kg} * m$$

$$1 \text{ Kg} * m \leq 4765.40 \text{ Kg} * m \text{ Cumple!}$$

### **Viga Planta Primer Piso.**

#### **Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales.**

Base de la viga:  $b_w = 25 \text{ cm}$ .

Recubrimiento:  $r = 3 \text{ cm}$ .

Momento flector positivo de diseño:  $M_d = 12600 \text{ Kg}\cdot\text{m}$ .

Momento flector negativo de diseño:  $M_d = 4255 \text{ Kg}\cdot\text{m}$ .

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 6615 \text{ Kg}$ . B98.

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 15433 \text{ Kg}$ . B97.

Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite elástico característica del acero:  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ .

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero  $\gamma_s$ : 1.15

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón  $\gamma_c$ : 1.50

#### **Pre dimensionamiento**

Lo aconsejable es que la altura de la viga “h” sea mayor o igual para evitar problemas con las flechas.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.5} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

Estimación de canto de la viga en relación a la luz de la misma:

$L = 4.08 \text{ m}$ .

$$\frac{L}{12} < h < \frac{L}{10}$$
$$\frac{408 \text{ cm}}{12} < h < \frac{408 \text{ cm}}{10}$$

De donde se adopta un canto de  $h = 40$  cm.

### **Canto Útil.**

$$d = h - r = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

#### **- Determinación de la armadura positiva.**

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md}{bw \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{12600 \times (100)}{25 \times 37^2 \times 1.667} = 0.2209$$

$$0.2209 < 0.252$$

Entra en el dominio 3 y no necesita armadura a compresión.

### **Determinación de la cuantía mecánica.**

De acuerdo a la tabla 6 del punto 2.7.1.2. del Capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = 0.2209 \rightarrow w = 0.2625 \text{ (Valor interpolado)}$$

### **Determinación de la armadura "As".**

$$A_s = w \times bw \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.2625 \times 25 \times 37 \times \frac{1.66}{43.48} = 9.3088 \text{ cm}^2$$

### **Determinación de la armadura mínima.**

Según el código CBH 87 nos recomienda como armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son los gobernantes hasta hormigones con  $f_{cd} = 300 \text{ kg/cm}^2$  dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} \times bw \times d = 0.0028 \times 25 \times 37 = 2.59 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s \geq A_{s_{min}}$ , se toma la mayor área la cual es  $A_s = 9.3088 \text{ cm}^2$

### **Determinación del número de barras de acero.**

Si:

$$A_{\phi 16} = 2.01 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ barras} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 20} = 3.14 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ barras} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.02 + 6.28 = 10.30 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$\text{Área necesaria: } A_s = 9.3088 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de barras: } A_t = 10.30 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará: 2Ø16 + 2Ø20**

Espaciamiento:

$$e = \frac{S - \phi \times N}{n} = \frac{19 - 2 \times 3}{3} = 4.33 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm y al mayor diámetro es 2 cm por lo tanto la separación es adecuada.

- ***Determinación de la armadura negativa.***

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md}{bw \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{4255 \times (100)}{25 \times 37^2 \times 1.667} = 0.0746$$

$$0.0746 < 0.252$$

Entra en el dominio 2.

**Determinación de la cuantía mecánica.**

De acuerdo a la tabla 6 del punto 2.7.1.2. del Capítulo II se obtiene la cuantía mecánica entrando a la tabla universal para flexión simple con el momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = 0.0746 \rightarrow w = 0.0790 \text{ (Valor interpolado)}$$

**Determinación de la armadura "As".**

$$A_s = w \times bw \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0746 \times 25 \times 37 \times \frac{1.66}{43.48} = 2.7996 \text{ cm}^2$$

### **Determinación de la armadura mínima.**

Según el código CBH 87 nos recomienda como armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son los gobernantes hasta hormigones con  $fcd = 300 \text{ kg/cm}^2$  dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

$$As_{min} = ws_{min} \times bw \times d = 0.0028 \times 25 \times 37 = 2.59 \text{ cm}^2$$

Como  $As \geq As_{min}$ , se toma la mayor área la cual es  $As = 2.7996 \text{ cm}^2$

### **Determinación del número de barras de acero.**

Si:

$$A_{\emptyset 12} = 1.130 \text{ cm}^2 \times 3 \text{ barras} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Entonces:

Área necesaria:  $As = 2.7996 \text{ cm}^2$

Área de barras:  $At = 3.39 \text{ cm}^2$

**Se utilizará: 3Ø12**

Espaciamiento:

$$e = \frac{S - \emptyset \times N}{n} = \frac{19 - 2 \times 2}{2} = 7.5 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 2 cm y al mayor diámetro es 2 cm por lo tanto la separación es adecuada.

### **Diseño a Cortante lado B98.**

El cortante de diseño es:  $Vd = 6615 \text{ Kg}$ .

Distancia analizada:  $S = 100 \text{ cm}$ .

### **Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$fvd = 0.5 \times \sqrt{fcd} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 6.45 \times 25 \times 37 = 5971 \text{ Kg}$$

**Resistencia de la biela a compresión.**

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 25 \times 37 = 46250 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el  $A_s$  transversal.**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 6615 - 5971 = 644 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

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

Donde la armadura para este caso se determina según la norma, que es:

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}} = \frac{6.44 \times 100}{0.90 \times 37 \times 42} = 0.46 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de armadura mínima**

$$A_{s_{min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 25 \times 100 \times \frac{1.67}{42} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$

La armadura para una pierna será:  $A_s = 0.992 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\emptyset 8$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s_{1pierna}}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{0.992 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 1.97 \approx 2 \text{ barras}$$

$$A_{s_t} = 2 \times 0.503 \text{ cm}^2 = 1.006 \text{ cm}^2$$

$$1.006 \text{ cm}^2 > 0.992 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Espaciamiento

$$e_{\emptyset 8} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

La norma boliviana nos indica que el espaciamiento máximo para estribos es:

$$e \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.85d = 0.85 \times 37 = 31.45 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará un espaciamiento de 30 cm, entonces el número de estribos será:

$$N^{\circ} \text{ estribos} = \frac{100 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 3.333 \approx 4 \text{ barras}$$

**Se utilizará: 4Ø8 c/30cm**

### **Diseño a Cortante lado B97.**

El cortante de diseño es:  $V_d = 15433 \text{ Kg}$ .

Distancia analizada:  $S = 100 \text{ cm}$ .

### **Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.**

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

### **Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.**

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 6.45 \times 25 \times 37 = 5971 \text{ Kg}$$

### **Resistencia de la biela a compresión.**

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 25 \times 37 = 46250 \text{ Kg}$$

### **Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el $A_s$ transversal.**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 15433 - 5971 = 94.62 \text{ KN} = 9462 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

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

Donde la armadura para este caso se determina según la norma, que es:

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}} = \frac{94.62 \times 100}{0.90 \times 37 \times 42} = 6.77 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de armadura mínima

$$A_{S_{min}} = 0.02 \times bw \times S \times \frac{fcd}{fyd} = 0.02 \times 25 \times 100 \times \frac{1.67}{42} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 6.77 \text{ cm}^2$

La armadura para una pierna será:  $A_s = 3.383 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\varnothing 8\text{mm}$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{S_{1pierna}}}{A_{\varnothing 8}} = \frac{3.383 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 6.73 \approx 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento

$$e_{\varnothing 8} = \frac{100}{7} = 14.29 \text{ cm}$$

La norma boliviana nos indica que el espaciamento máximo para estribos es:

$$e \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.85d = 0.85 \times 37 = 31.45 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará un espaciamento de 30 cm, entonces el número de estribos será:

$$N^\circ \text{ estribos} = \frac{100 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 6.66 \approx 7 \text{ barras}$$

**Se utilizará: 7 $\varnothing 8$  c/15cm**

### Diseño a Cortante parte central B98 y B97.

El cortante de diseño es:  $V_d = 5527 \text{ Kg}$ .

Distancia analizada:  $S = 155 \text{ cm}$ .

### Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{fcd} = 0.5 \times \sqrt{166.67} = 6.45 \text{ kg/cm}^2$$

### Esfuerzo cortante resistido por el hormigón.

$$V_{cu} = f_{vd} \times bw \times d = 6.45 \times 25 \times 37 = 5971 \text{ Kg}$$

### Resistencia de la biela a compresión.

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 166.67 \times 25 \times 37 = 46250 \text{ Kg}$$

### Esfuerzo cortante para el cual se debe calcular el $A_s$ transversal.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 5527 - 5971 = -444 \text{ Kg}$$

Determinación de armadura de corte:

Como: Caso A ( $V_{cu} > V_d$ )

### Cálculo de armadura mínima

$$A_{s_{min}} = 0.02 \times b_w \times S \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \times 25 \times 155 \times \frac{1.67}{42} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor  $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

La armadura para una pierna será:  $A_s = 1.54 \text{ cm}^2$

Se adoptará un diámetro  $\emptyset 8\text{mm}$

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_{s_{1\text{pierna}}}}{A_{\emptyset 8}} = \frac{1.54 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 3.06 \approx 3 \text{ barras}$$

Espaciamiento

$$e_{\emptyset 8} = \frac{155}{3} = 51.667 \text{ cm}$$

La norma boliviana nos indica que el espaciamiento máximo para estribos es:

$$e \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.85d = 0.85 \times 37 = 31.45 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará un espaciamiento de 30 cm, entonces el número de estribos será:

$$N^\circ \text{ estribos} = \frac{155 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 5.16 \approx 5 \text{ barras}$$

**Se utilizará: 5 $\emptyset$ 8 c/30cm**

## Verificación a torsión.

### Comprobaciones relativas al hormigón.

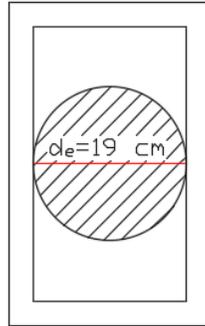


Figura 46 Diámetro efectivo del mayor círculo que se pueda inscribir en el contorno.  
Fuente: Elaboración propia

$$h_e = \frac{d_e}{6} = \frac{19 \text{ cm}}{6} = 3.1667 \text{ cm}$$

La condición de agotamiento, por compresión del hormigón:

Con:  $f_{cd} \leq 25 \text{ Mpa}$

$T_d = 50 \text{ Kg} * m$

$$T_d \leq T_{u1} = 0.36 \times f_{cd} \times A_e \times h_e$$
$$T_{u1} = \frac{0.36 \times 25000 \times 646 \times 3.1667}{(10) \times (100)} = 18411 \text{ Kg} * m$$

$$50 \text{ Kg} * m \leq 18411 \text{ Kg} * m \text{ Cumple!}$$

### Comprobaciones relativas a las armaduras.

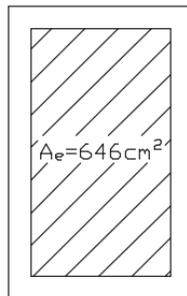


Figura 47 Área de la sección hueca eficaz.  
Fuente: Elaboración propia.

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2 \times A_e \times A_t}{s} \times f_{yd}$$

$$T_{u2} = \frac{2 \times 646 \times 0.503}{30} \times 42000 \times \left( \frac{1}{10 \times 100} \right) = 909.8 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$50 \text{ Kg} \cdot \text{m} \leq 909.8 \text{ Kg} \cdot \text{m} \text{ Cumple!}$$

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2 \times A_e \times A_{s1}}{u} \times f_{yd}$$

$$T_{u3} = \frac{2 \times 646 \times 9.3088}{106} \times 42000 \times \left( \frac{1}{10 \times 100} \right) = 4765.40 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$50 \text{ Kg} \cdot \text{m} \leq 4765.4 \text{ Kg} \cdot \text{m} \text{ Cumple!}$$

### **Diseño de vigas en base a ACI318-14**

Se tomará en cuenta las unidades dadas por la norma ACI318-14

#### **Viga Planta Baja.**

#### **Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales.**

Base de la viga:  $b_w = 25 \text{ cm}$ .

Recubrimiento:  $r = 3 \text{ cm}$ .

Momento flector positivo de diseño:  $M_d = 11643 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ .

Momento flector negativo de diseño:  $M_d = 4255 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ .

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 14291 \text{ Kg}$ . B115.

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 5629 \text{ Kg}$ . B116.

Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f'_c = 25 \text{ Mpa}$ .

Límite elástico característica del acero:  $f_y = 500 \text{ Mpa}$ .

Módulo elástico del acero:  $E_s = 210000 \text{ Mpa}$ .

Factor adimensional  $\gamma$ : 0.85

De la tabla 22.2.2.4.3. Obtenemos el  $\beta_1$  el cual es para:

$$f'c \text{ (Mpa): } 17 \leq f'c \leq 28 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

Estimación de canto de la viga en relación a la luz de la misma:

$L = 4.08 \text{ m}$ .

$$\frac{L}{12} < h < \frac{L}{10}$$
$$\frac{408 \text{ cm}}{12} < h < \frac{408 \text{ cm}}{10}$$

De donde se adopta un canto de  $h = 40 \text{ cm}$ .

**Cálculo de  $\emptyset M_{max}$**  (Para luego verificar la falla dúctil).

Primero se hallará  $As_{max}$ .

$$As_{max} = 0.75 \times \gamma \times \beta_1 \times \frac{f'c}{fy} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + \frac{fy}{Es}} \right) \times bw \times d$$

Reemplazando valores:

$$As_{max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{500} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + \frac{500}{210000}} \right) \times 0.25 \times 0.37 = 0.001397 \text{ m}^2$$

Luego:

$$\emptyset M_{max} = 0.9 \times fy \times As_{max} \times \left( d - \frac{As_{max} \times fy}{2 \times \gamma \times f'c \times b} \right)$$

$$\emptyset M_{max} = 0.9 \times 500 \times 0.001397 \times \left( 0.37 - \frac{0.001397 \times 500}{2 \times 0.85 \times 25 \times 0.25} \right) \times \left( \frac{1}{10} \right) = 19127.2 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$\emptyset M_{max} = 19127.2 \text{ Kg} * \text{m}$$

**Verificar que  $\emptyset M_{max} \geq Mu$**

Mu = Todos los momentos de diseño en toda la viga.

$\emptyset M_{max} = 19127.2 \text{ Kg}\cdot\text{m}$	$\geq$	4255 Kg*m	11643 Kg*m	125 Kg*m
---	--------	-----------	------------	----------

Se verifica la condición, por tanto, la falla es dúctil.

### Cálculo del área de acero a partir de las solicitaciones Mu.

Mu (Kg*m)	Mu (MN*m)	As (cm <sup>2</sup> )
4255	0.04255	2.6445
11643	0.11643	7.7583
125	0.00125	0.0751469

Se aplica la fórmula:

$$A_s = \frac{\emptyset \times f_y \times d - \sqrt{(-\emptyset \times f_y \times d)^2 - 4 \times \left(\frac{\emptyset \times f_y^2}{2 \times \gamma \times f'c \times b}\right) \times Mu}}{2 \times \left(\frac{\emptyset \times f_y^2}{2 \times \gamma \times f'c \times b}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.90 \times 500 \times 0.37 - \sqrt{(-0.9 \times 500 \times 0.37)^2 - 4 \times \left(\frac{0.9 \times 500^2}{2 \times 0.85 \times 25 \times 0.25}\right) \times 0.04255}}{2 \times \left(\frac{0.9 \times 500^2}{2 \times 0.85 \times 25 \times 0.25}\right)} \times (100^2)$$

$$A_s = 2.6445 \text{ cm}^2$$

Se verifica que todos los aceros calculados sean mayores al acero mínimo estipulado por la norma:

$$A_{smin} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times b \times d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 0.25 \times 0.37 \times (100^2) = 1.85 \text{ cm}^2 \\ \frac{1.4 \times b \times d}{f_y} = \frac{14 \times 0.25 \times 0.37}{500} \times (100^2) = 2.072 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{El mayor} = 2.072 \text{ cm}^2$$

Verificando con la tabla de aceros calculada, se remplazará el valor del momento Mu = 125 Kg por ser menor al Asmin.

As (cm <sup>2</sup> )	Barras
2.6445	3Ø12
7.7583	4Ø16
2.072	2Ø12

### Diseño a Cortante.

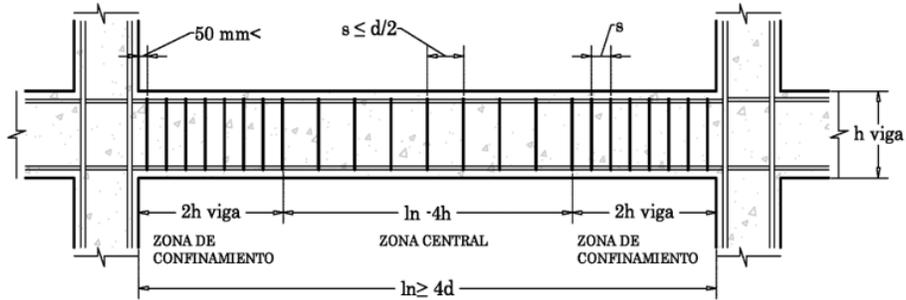


Figura 48 Zonas de confinamiento para estribos.  
Fuente: Norma ACI318-14

Datos:

Estribo a usar:  $\varnothing 8\text{mm} = 5/16''$

Base:  $b_w = 25\text{ cm} = 250\text{ mm}$ .

Altura:  $h = 40\text{ cm} = 400\text{ mm}$ .

Canto:  $d = 370\text{ mm}$ .

Recubrimiento:  $r = 3\text{ cm} = 30\text{ mm}$ .

Factor de reducción de resistencia:  $\Phi = 0.75$

Área de refuerzo de cortante:  $A_v = 1.006\text{ cm}^2 = 100.6\text{ mm}^2$ .

Área de refuerzo longitudinal:  $A_s = 7.7588\text{ cm}^2 = 775.88\text{ mm}^2$ .

Fuerza cortante:  $V_u = 14291\text{ Kg}$ .

Resistencia especificada a la compresión del hormigón:  $f'_c = 250\text{ kg/cm}^2$ .

Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo:  $f_y = 5000\text{ kg/cm}^2$ .

Resistencia especificada a la fluencia  $f_y$  del refuerzo transversal:  $f_{yt} = 4200\text{ kg/cm}^2$ .

	Lado B115	Centro	Lado B116
Longitud (m)	0.80	1.93	0.80
$V_u$ (kg)	14291	5200	5629

de la tabla 19.2.4.2 factor de modificación  $\lambda$ , de la norma ACI318-14

*Peso Normal:  $\lambda = 1$*

**Para el lado B115.**

**Límites a la resistencia de los materiales:**

$$\sqrt{f'c} \leq 27 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sqrt{250} = 15.81 \text{ kg/cm}^2 \leq 27 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple!}$$

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el Hormigón.**

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}bwd = 0.53 \times 1 \times \sqrt{250} \times 25 \times 37 = 7751.03 \text{ kg}$$

Se debe cumplir la condición:

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'c}bwd)$$

$$14291 \leq 0.75(7751.03 + 2.2\sqrt{250} \times 25 \times 37)$$

$$14291 \text{ kg} \leq 29945.40 \text{ kg}$$

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{14291}{0.75} - 7751.03 = 11303.63 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_s \leq 0.8\sqrt{f'c}bwd$$

$$11303.63 \leq 0.8\sqrt{250} \times 25 \times 37$$

$$11303.63 \text{ kg} \leq 11700.42 \text{ kg}$$

Separación para los estribos.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{s}$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{V_s}$$

$$s = \frac{1.006 \times 4200 (\text{sen } 90 + \text{cos } 90) \times 37}{11303.63} = 13.83 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bwd \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$11303.63 \leq 1.1\sqrt{250} \times 25 \times 37 = 16088.08 \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 = 370/2 = 185 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

Se tomará el valor de 185 mm = 18.5 cm.

En ende se propone un espaciamento de 15 cm

### Área mínima de refuerzo para cortante requerido.

De tabla 9.6.3.3. de la norma ACI318-14

$$\text{Se tomará el mayor de: } \begin{cases} 0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{f_{yt}} \\ 3.5 \frac{bw s}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{f_{yt}} = 0.2 \times \sqrt{250} \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$3.5 \frac{bw s}{f_{yt}} = 3.5 \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor mayor  $A_s \text{ min} = 0.31 \text{ cm}^2$

Donde se comprueba que el área de acero que elegimos es mayor y por ende es aceptable.

$$A_v > A_{\text{min}_{req}}$$

$$1.006 \text{ cm}^2 > 0.31 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!}$$

**Para el lado del centro.**

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el Hormigón.**

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}bwd = 0.53 \times 1 \times \sqrt{250} \times 25 \times 37 = 7751.03 \text{ kg}$$

Se debe cumplir la condición:

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'c}bwd)$$

$$5200 \leq 0.75(7751.03 + 2.2\sqrt{250} \times 25 \times 37)$$

$$5200 \text{ kg} \leq 29945.40 \text{ kg}$$

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{5200}{0.75} - 7751.03 = -817.696 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_s \leq 0.8\sqrt{f'c}bw d$$

$$-817.696 \leq 0.8\sqrt{250} \times 25 \times 37$$

$$-817.696 \text{ kg} \leq 11700.42 \text{ kg}$$

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bw d \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$-817.696 \leq 1.1\sqrt{250} \times 25 \times 37 = 16088.08 \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 = 370/2 = 185 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

Se tomará el valor de 185 mm = 18.5 cm.

En ende se propone un espaciamento de 15 cm

**Área mínima de refuerzo para cortante requerido.**

De tabla 9.6.3.3. de la norma ACI318-14

$$\text{Se tomará el mayor de: } \begin{cases} 0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{f_{yt}} \\ 3.5 \frac{bw s}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{f_{yt}} = 0.2 \times \sqrt{250} \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$3.5 \frac{bw s}{f_{yt}} = 3.5 \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor mayor  $A_s \min = 0.31 \text{ cm}^2$

Donde se comprueba que el área de acero que elegimos es mayor y por ende es aceptable.

$$A_v > A_{\min_{req}}$$

$$1.006 \text{ cm}^2 > 0.31 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!}$$

**Para el lado B116.**

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el Hormigón.**

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}bwd = 0.53 \times 1 \times \sqrt{250} \times 25 \times 37 = 7751.03 \text{ kg}$$

Se debe cumplir la condición:

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'c}bwd)$$

$$5629 \leq 0.75(7751.03 + 2.2\sqrt{250} \times 25 \times 37)$$

$$5629 \text{ kg} \leq 29945.40 \text{ kg}$$

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{5629}{0.75} - 7751.03 = -245.69 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_s \leq 0.8\sqrt{f'c}bwd$$

$$-245.69 \leq 0.8\sqrt{250} \times 25 \times 37$$

$$-245.69 \text{ kg} \leq 11700.42 \text{ kg}$$

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bwd \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$-245.69 \leq 1.1\sqrt{250} \times 25 \times 37 = 16088.08 \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 = 370/2 = 185 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

Se tomará el valor de 185 mm = 18.5 cm.

En ende se propone un espaciamiento de 15 cm

### Área mínima de refuerzo para cortante requerido.

De tabla 9.6.3.3. de la norma ACI318-14

Se tomará el mayor de:  $\begin{cases} 0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{fyt} \\ 3.5 \frac{bw s}{fyt} \end{cases}$

$$0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{fyt} = 0.2 \times \sqrt{250} \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$0.35 \frac{bw s}{fyt} = 3.5 \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor mayor  $A_s \text{ min} = 0.31 \text{ cm}^2$

Donde se comprueba que el área de acero que elegimos es mayor y por ende es aceptable.

$$A_v > A_{min_{req}}$$

$$1.006 \text{ cm}^2 > 0.31 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!}$$

### Verificación a torsión.

Si  $T_u < \phi T_{th}$ , se pueden despreciar los efectos de la torsión.

### Umbral de torsión.

Según tabla 22.7.4.1(a) de la normativa ACI318-14, para miembros no presforzados.

$$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_{th} = 0.27 \times 1 \times \sqrt{250} \times \left( \frac{1000^2}{130} \right) = 32839.03 \text{ kg} * \text{cm}$$

Donde:

$A_{cp}$  = Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm<sup>2</sup>

$$A_{cp} = 25 \times 40 = 1000 \text{ cm}^2$$

P<sub>cp</sub> = Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm

$$P_{cp} = 2 \times (25 + 40) = 130 \text{ cm}$$

Verificando la anterior ecuación:

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$T_u < 0.75 \times 32839.03 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$1 \text{ kg} * \text{m} < 246.29 \text{ kg} * \text{m}$$

Se verifica que efectivamente cumple, y por tanto se desprecia los efectos de la torsión.

### **Viga Primer Piso.**

#### **Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales.**

Base de la viga:  $b_w = 25 \text{ cm}$ .

Recubrimiento:  $r = 3 \text{ cm}$ .

Momento flector positivo de diseño:  $M_d = 12600 \text{ Kg} * \text{m}$ .

Momento flector negativo de diseño:  $M_d = 4255 \text{ Kg} * \text{m}$ .

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 6615 \text{ Kg}$ . B98.

Fuerza Cortante de diseño:  $V_d = 15433 \text{ Kg}$ . B97.

Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f'c = 25 \text{ Mpa}$ .

Límite elástico característica del acero:  $f_y = 500 \text{ Mpa}$ .

Módulo elástico del acero:  $E_s = 210000 \text{ Mpa}$ .

Factor adimensional  $\gamma$ : 0.85

De la tabla 22.2.2.4.3. Obtenemos el  $\beta_1$  el cual es para:

$$f'c \text{ (Mpa)}: 17 \leq f'c \leq 28 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

Estimación de canto de la viga en relación a la luz de la misma:

$L = 4.05 \text{ m}$ .

$$\frac{L}{12} < h < \frac{L}{10}$$

$$\frac{405 \text{ cm}}{12} < h < \frac{405 \text{ cm}}{10}$$

De donde se adopta un canto de  $h = 40 \text{ cm}$ .

**Cálculo de  $\phi M_{max}$**  (Para luego verificar la falla dúctil).

Primero se hallará  $A_{smax}$ .

$$A_{smax} = 0.75 \times \gamma \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \right) \times b_w \times d$$

Reemplazando valores:

$$A_{smax} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{500} \times \left( \frac{0.003}{0.003 + \frac{500}{210000}} \right) \times 0.25 \times 0.37 = 0.001397 \text{ m}^2$$

Luego:

$$\phi M_{max} = 0.9 \times f_y \times A_{smax} \times \left( d - \frac{A_{smax} \times f_y}{2 \times \gamma \times f'_c \times b} \right)$$

$$\phi M_{max} = 0.9 \times 500 \times 0.001397 \times \left( 0.37 - \frac{0.001397 \times 500}{2 \times 0.85 \times 25 \times 0.25} \right) \times \left( \frac{1}{10} \right) = 19127.2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{max} = 19127.2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Verificar que  $\phi M_{max} \geq M_u$**

$M_u$  = Todos los momentos de diseño en toda la viga.

$\phi M_{max} = 19127.2 \text{ Kg} \cdot \text{m}$	$\geq$	4255 Kg*m	12600 Kg*m	337 Kg*m
--	--------	-----------	------------	----------

Se verifica la condición, por tanto, la falla es dúctil.

### Cálculo del área de acero a partir de las solicitaciones Mu.

Mu (Kg*m)	Mu (MN*m)	As (cm <sup>2</sup> )
4255	0.04255	2.6445
12600	0.126	8.48276
337	0.00337	0.2029

Se aplica la fórmula:

$$As = \frac{\phi \times fy \times d - \sqrt{(-\phi \times fy \times d)^2 - 4 \times \left(\frac{\phi \times fy^2}{2 \times \gamma \times f'c \times b}\right) \times Mu}}{2 \times \left(\frac{\phi \times fy^2}{2 \times \gamma \times f'c \times b}\right)}$$

$$As = \frac{0.90 \times 500 \times 0.37 - \sqrt{(-0.9 \times 500 \times 0.37)^2 - 4 \times \left(\frac{0.9 \times 500^2}{2 \times 0.85 \times 25 \times 0.25}\right) \times 0.04255}}{2 \times \left(\frac{0.9 \times 500^2}{2 \times 0.85 \times 25 \times 0.25}\right)} \times (100^2)$$

$$As = 2.6445 \text{ cm}^2$$

Se verifica que todos los aceros calculados sean mayores al acero mínimo estipulado por la norma:

$$As_{min} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times fy} \times b \times d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 0.25 \times 0.37 \times (100^2) = 1.85 \text{ cm}^2 \\ \frac{1.4 \times b \times d}{fy} = \frac{14 \times 0.25 \times 0.37}{500} \times (100^2) = 2.072 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{El mayor} = 2.072 \text{ cm}^2$$

Verificando con la tabla de aceros calculada, se remplazará el valor del momento Mu = 337 kg por ser menor al Asmin.

As (cm <sup>2</sup> )	Barras
2.6445	3Ø12
8.48276	2Ø16 + 2Ø20
2.072	2Ø12

## Diseño a Cortante.

Datos:

Estribo a usar:  $\text{Ø}8\text{mm} = 5/16''$

Base:  $b_w = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$ .

Altura:  $h = 40 \text{ cm} = 400 \text{ mm}$ .

Canto:  $d = 370 \text{ mm}$ .

Recubrimiento:  $r = 3 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$ .

Factor de reducción de resistencia:  $\Phi = 0.75$

Área de refuerzo de cortante:  $A_v = 1.006 \text{ cm}^2 = 100.6 \text{ mm}^2$ .

Área de refuerzo longitudinal:  $A_s = 7.7588 \text{ cm}^2 = 775.88 \text{ mm}^2$ .

Fuerza cortante:  $V_u = 15433 \text{ Kg}$ .

Resistencia especificada a la compresión del hormigón:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo:  $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ .

Resistencia especificada a la fluencia  $f_y$  del refuerzo transversal:  $f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

	Lado B98	Centro	Lado B97
Longitud (m)	0.80	1.95	0.80
$V_u$ (kg)	6615	5947.9	15433

de la tabla 19.2.4.2 factor de modificación  $\lambda$ , de la norma ACI318-14

*Peso Normal:  $\lambda = 1$*

**Para el lado B98.**

**Límites a la resistencia de los materiales:**

$$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sqrt{250} = 15.81 \text{ kg/cm}^2 \leq 27 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple!}$$

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el Hormigón.**

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}bwd = 0.53 \times 1 \times \sqrt{250} \times 25 \times 37 = 7751.03 \text{ kg}$$

Se debe cumplir la condición:

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'c}bwd)$$

$$6615 \leq 0.75(775.03 + 2.2\sqrt{250} \times 25 \times 37)$$

$$6615 \text{ kg} \leq 29945.40 \text{ kg}$$

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{6615}{0.75} - 7751.03 = 1068.97$$

Donde:

$$V_s \leq 0.8\sqrt{f'c}bwd$$

$$1068.97 \leq 0.8\sqrt{250} \times 25 \times 37$$

$$1068.97 \text{ kg} \leq 11700.42 \text{ kg}$$

Separación para los estribos.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\text{sen } \alpha + \cos \alpha) d}{s}$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} (\text{sen } \alpha + \cos \alpha) d}{V_s}$$

$$s = \frac{1.006 \times 4200 (\text{sen } 90 + \cos 90) \times 37}{1068.97} = 146.24 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bwd \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$1068.97 \leq 1.1\sqrt{250} \times 25 \times 37 = 16088.08 \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 = 370/2 = 185 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

Se tomará el valor de 185 mm = 18.5 cm.

En ende se propone un espaciamiento de 15 cm

### Área mínima de refuerzo para cortante requerido.

De tabla 9.6.3.3. de la norma ACI318-14

Se tomará el mayor de:

$$\begin{cases} 0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{fyt} \\ 3.5 \frac{bw s}{fyt} \end{cases}$$

$$0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{fyt} = 0.2 \times \sqrt{250} \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$3.5 \frac{bw s}{fyt} = 3.5 \times \frac{25 \times 15}{4200} = 31.25 \text{ mm}^2 = 0.31 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor mayor  $A_s \text{ min} = 0.31 \text{ cm}^2$

Donde se comprueba que el área de acero que elegimos es mayor y por ende es aceptable.

$$A_v > A_{min_{req}}$$

$$1.006 \text{ cm}^2 > 0.3125 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!}$$

**Para el lado del centro.**

### Resistencia nominal a cortante proporcionada por el Hormigón.

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}bwd = 0.53 \times 1 \times \sqrt{250} \times 25 \times 37 = 7751.03 \text{ kg}$$

Se debe cumplir la condición:

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'c}bwd)$$

$$5947.9 \leq 0.75(7751.03 + 2.2\sqrt{250} \times 25 \times 37)$$

$$5947.9 \text{ kg} \leq 29945.40 \text{ kg}$$

### Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{5947.9}{0.75} - 7751.03 = 179.50 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_s \leq 0.8\sqrt{f'c}bw d$$

$$179.50 \leq 0.8\sqrt{250} \times 25 \times 37$$

$$179.50 \text{ kg} \leq 11700.42 \text{ kg}$$

Separación para los estribos.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{s}$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{V_s}$$

$$s = \frac{1.006 \times 4200 (\text{sen } 90 + \text{cos } 90) \times 37}{179.50} = 870.93 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bw d \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$179.50 \leq 1.1\sqrt{250} \times 25 \times 37 = 16088.08 \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 = 370/2 = 185 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

Se tomará el valor de 185 mm = 18.5 cm.

En ende se propone un espaciamento de 15 cm

### Área mínima de refuerzo para cortante requerido.

De tabla 9.6.3.3. de la norma ACI318-14

$$\text{Se tomara el mayor de: } \begin{cases} 0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{f_{yt}} \\ 3.5 \frac{bw s}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$0.2\sqrt{f'c} \frac{bw s}{fyt} = 0.2 \times \sqrt{250} \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$3.5 \frac{bw s}{fyt} = 3.5 \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor mayor  $A_s \text{ min} = 0.31 \text{ cm}^2$

Donde se comprueba que el área de acero que elegimos es mayor y por ende es aceptable.

$$A_v > A_{\text{min}_{req}}$$

$$1.006 \text{ cm}^2 > 0.31 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!}$$

**Para el lado B97.**

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el Hormigón.**

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}bw d = 0.53 \times 1 \times \sqrt{250} \times 25 \times 37 = 7751.03 \text{ kg}$$

Se debe cumplir la condición:

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'c}bw d)$$

$$15433 \leq 0.75(78625 + 2.2\sqrt{250} \times 25 \times 37)$$

$$15433 \text{ kg} \leq 29945.40 \text{ kg}$$

**Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{15433}{0.75} - 7751.03 = 12826.30 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_s \leq 0.8\sqrt{f'c}bw d$$

$$12826.30 \leq 0.8\sqrt{250} \times 25 \times 37$$

$$12826.30 \text{ kg} \leq 11700.42 \text{ kg}$$

Separación para los estribos.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sen \alpha + \cos \alpha) d}{s}$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} (\sen \alpha + \cos \alpha) d}{V_s}$$

$$s = \frac{1.006 \times 4200 (\sen 90 + \cos 90) \times 37}{12826.30} = 12.18 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

$$V_s \leq 1.1 \sqrt{f'c} b w d \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$12826.30 \leq 1.1 \sqrt{250} \times 25 \times 37 = 16088.08 \rightarrow \text{El menor de: } \begin{cases} d/2 = 370/2 = 185 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

Se tomará el valor de 185 mm = 18.5 cm.

En ende se propone un espaciamento de 15 cm

### Área mínima de refuerzo para cortante requerido.

De tabla 9.6.3.3. de la norma ACI318-14

$$\text{Se tomará el mayor de: } \begin{cases} 0.2 \sqrt{f'c} \frac{b w s}{f_{yt}} \\ 3.5 \frac{b w s}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$0.2 \sqrt{f'c} \frac{b w s}{f_{yt}} = 0.2 \times \sqrt{250} \times \frac{25 \times 15}{42000} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$3.5 \frac{b w s}{f_{yt}} = 3.5 \times \frac{25 \times 15}{4200} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor mayor  $A_s \text{ min} = 0.31 \text{ cm}^2$

Donde se comprueba que el área de acero que elegimos es mayor y por ende es aceptable.

$$A_v > A_{\text{min}_{req}}$$

$$1.006 \text{ cm}^2 > 0.31 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

### Verificación a torsión.

Si  $T_u < \phi T_{th}$ , se pueden despreciar los efectos de la torsión.

### Umbral de torsión.

Según tabla 22.7.4.1(a) de la normativa ACI318-14, para miembros no presforzados.

$$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_{th} = 0.27 \times 1 \times \sqrt{250} \times \left( \frac{1000^2}{130} \right) = 32839.03 \text{ kg} * \text{cm}$$

Donde:

$A_{cp}$  = Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm<sup>2</sup>

$$A_{cp} = 25 \times 40 = 1000 \text{ cm}^2$$

$P_{cp}$  = Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm

$$P_{cp} = 2 \times (25 + 40) = 130 \text{ cm}$$

Verificando la anterior ecuación:

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$T_u < 0.75 \times 32839.03 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$50 \text{ kg} * \text{m} < 246.29 \text{ kg} * \text{m}$$

Se verifica que efectivamente cumple, y por tanto se desprecia los efectos de la torsión.

### Comparación de diseño para las vigas.

A continuación, se desarrolla una comparación del diseño de las vigas en cuanto a su armado longitudinal y transversal.

Las vigas en análisis tienen la siguiente geometría:

Luz:  $L = 4.05 \text{ m}$

Altura: h = 40 cm

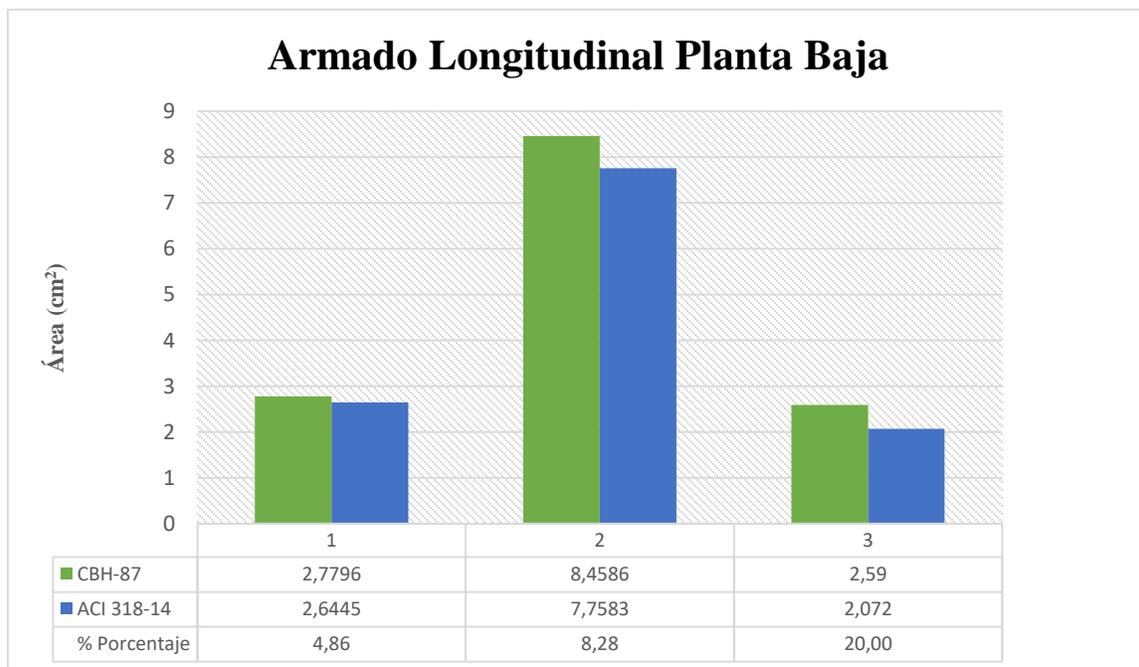
Base: bw = 25 cm

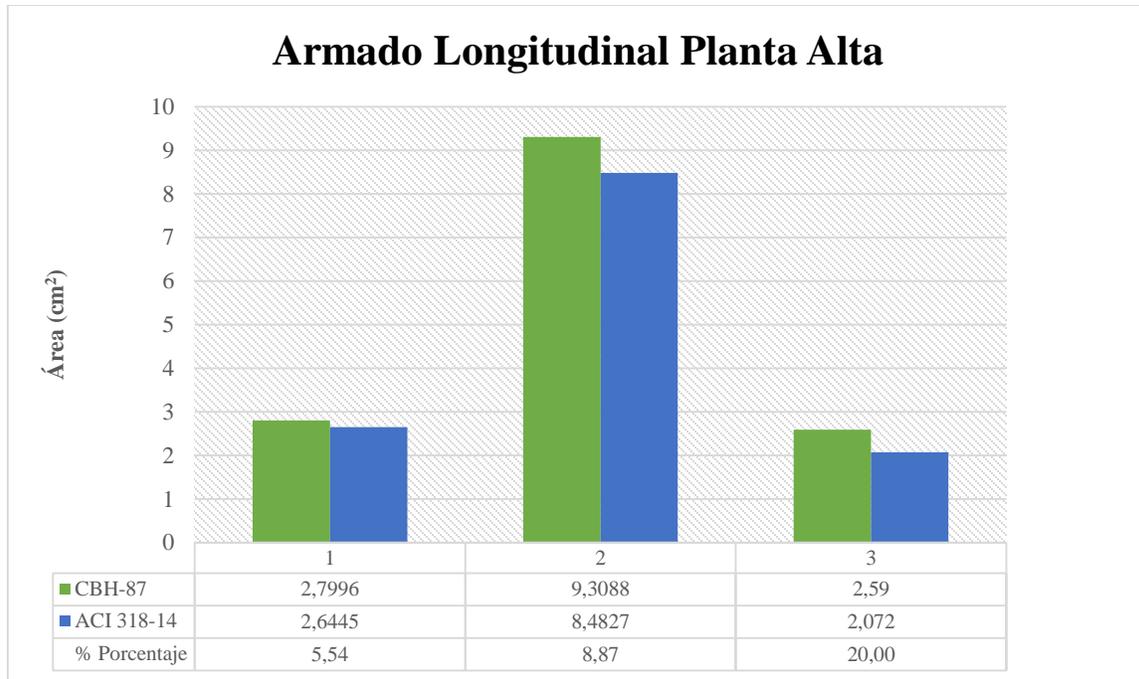
A continuación, se presenta la tabla de áreas de aceros:

Nivel	Norma	Longitudinal		Transversal	
		Área (cm <sup>2</sup> )	Barras	Área (cm <sup>2</sup> )	Barras
Planta Baja	CBH – 87	2.7796	3Ø12	2.974	Ø8 c/15cm
		8.4586	4Ø16 + 1Ø12	2.51	Ø8 c/30cm
		2.590	2Ø12	2.51	Ø8 c/30cm
	ACI 318-14	2.6445	3Ø12	0.3125*	Ø8 c/15cm
		7.7583	4Ø16	0.3125*	Ø8 c/15cm
		2.072	2Ø12	0.3125*	Ø8 c/15cm
Planta Alta	CBH – 87	2.7996	3Ø12	0.992	Ø8 c/30cm
		9.3088	2Ø16 + 2Ø20	1.54	Ø8 c/30cm
		2.590	2Ø12	3.383	Ø8 c/15cm
	ACI 318-14	2.6445	3Ø12	0.3125*	Ø8 c/15cm
		8.4827	2Ø16 + 2Ø20	0.3125*	Ø8 c/15cm
		2.072	2Ø12	0.3125*	Ø8 c/15cm

\*Es el área mínima requerida.

### Gráficas Comparativas





#### 4.2. Conclusiones del Aporte Académico

- Se puede observar que la metodología que aplica la Norma CBH-87 es más conservadora y por ende el área de aceros es mayor a la que se obtiene con el método de la Norma ACI318-14.
- En cuanto a su armado se puede observar que para las barras longitudinales son similares con diferencias de hasta 8% en su armado, ya que el área de acero dispuesto tiene que ser levemente mayor al área necesaria, también se puede observar que en cuanto a la armadura mínima dispuesta la diferencia es de 20% ya que se puede observar como la Norma CBH-87 hace una disposición mayor a la que nos da la Norma ACI318-14.
- Para los estribos el armado es muy diferente ya que la norma CBH-87 trabaja con los espaciamientos máximos de hasta 30 cm en función a la longitud que se analiza y la norma ACI318-14 nos recomienda tomar el menor espaciamiento entre dos fórmulas que están en función del canto de la viga y no de la longitud que se está analizando.
- Por ende, se llegó a la conclusión que tanto la Norma CBH-87 y la Norma ACI318-14 son aceptables de acuerdo al área de acero necesaria para cada una, pero cabe hacer notar que la norma CBH-87 ya está algo caducada, pero a pesar de su tiempo nos da resultados conservadores, en cambio la norma ACI318-14 al estar más actualizada da resultados serán más detallados en cuanto a la parte económica