

# **CAPÍTULO I**

# **ANTECEDENTES**

## CAPÍTULO I

### 1 ANTECEDENTES

#### 1.1 El problema

El problema identificado que sustenta la demanda del proyecto, es la discontinuidad de la formación académica del nivel secundario, que existe en la comunidad san Telmo y sobre todo en las comunidades cercanas a esta.

##### 1.1.1 Planteamiento

De acuerdo a las estadísticas proporcionadas por el INE (Instituto Nacional de Estadística), el 77.1 % de los jóvenes estudiantes del área rural no continúan con su formación académica en el nivel secundario, provocando que solo el 22.9 % de los estudiantes lleguen a concluir el bachillerato.

De mantenerse esta situación es posible que se incremente la discontinuidad en la formación académica en los estudiantes del área rural y en consecuencia se puede producir la desintegración de familias por el incremento de migración de la comunidad, índices bajos de desarrollo, provocando una mayor pobreza en la comunidad debido al abandono de la educación, también esto trae consecuencias directas a los jóvenes, en su futuro ya que no podrán conseguir buenos empleos con su formación básica.

Por esta razón se plantea la solución del diseño estructural y construcción de un colegio-internado en la comunidad San Telmo.

##### 1.1.2 Formulación de la solución

Con el diseño estructural y construcción en la comunidad de San Telmo se pretende solucionar el problema puesto, este Colegio-internado contará con ambientes cómodos y apropiados para brindar mejor servicio y así de esta manera ayudar a los jóvenes que concluyan el bachillerato.

##### 1.1.3 Sistematización

Con la solución elegida a causa del problema planteado en la matriz P.C.E.S (ver anexo A-1) “Diseño estructural y Construcción del Colegio-Internado san Telmo rio bermejo” con un estudio técnico y económico en el estudio del perfil de las estructuras de sustentación para el proyecto, se vio por conveniente elaborar lo siguiente:

- Estructura de sustentación para la cubierta: se lo realizará de acuerdo al diseño arquitectónico.

- Estructura de sustentación de la edificación: se lo ejecutara con una estructura porticada de H°A°.
- Estructura de cimentación: se lo construirá con zapatas de H°A° (Supeditado al estudio de suelos, se efectuará el diseño de la cimentación).

## **1.2. Objetivos**

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

### **1.2.1 General.**

- Realizar el diseño estructural del colegio san Telmo rio Bermejo en el municipio de Padcaya provincia Aniceto Arce, mediante la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87.

### **1.2.2 Específicos**

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Determinar las características mecánicas del terreno de fundación, mediante el ensayo SPT, para poder seleccionar de forma adecuada la cimentación de la edificación.
- Estimar el presupuesto referencial de la estructura diseñada (cálculos métricos, análisis de precios unitarios y presupuesto general) mediante planillas Excel, realizando un análisis de los mismos, para saber cuánto costara aproximadamente el proyecto.
- Desarrollar un cronograma de ejecución de obra, con la ayuda del programa Microsoft Project, para así saber aproximadamente el tiempo que tardará la ejecución del proyecto.

## **1.3 Justificación**

Las razones por las cuales se elabora el proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

### **1.3.1 Académica**

Se profundizo y se puso en práctica los conocimientos adquiridos en la carrera sobre el diseño estructural de edificaciones, analizando las estructuras de acuerdo a sus usos. Además, se planteó soluciones a los distintos problemas que se presentaron en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

### **1.3.2 Técnica**

Se utilizó el software estructural “CYPECAD” para el cálculo de la estructura porticada, verificando los resultados del mismo, con el cálculo manual de la infraestructura.

La comunidad san Telmo cuenta con un espacio apto para el diseño estructural del proyecto, su topografía permite realizar un diseño económico, la accesibilidad al lugar del proyecto es estable, encontrándose a un lado de la carretera principal a bermejo.

### **1.3.3 Social**

Se trata de contribuir a la población estudiantil de la región como de las comunidades aledañas, con este diseño estructural del Colegio para mejorar la calidad de enseñanza-aprendizaje de los jóvenes.

## **1.4 Alcance del proyecto**

El mismo contempla el cálculo estructural del Colegio san Telmo rio bermejo en el municipio de Padcaya, provincia Aniceto Arce.

### **1.4.1 Resultados a Lograr**

En el proyecto de Ingeniería Civil se incorporó los siguientes resultados:

- Estudio de suelos: capacidad portante, clasificación del suelo por el método SUCS (Laboratorio de la UAJMS-Ensayo de penetración estándar – granulometría – límites líquido y plástico).
- Análisis, cálculo y diseño de la cubierta.
- Análisis, cálculo y diseño estructural (vigas, columnas y losas).
- análisis y cálculo de fundaciones.

### **1.4.2 Restricciones**

En el proyecto se presentarán las siguientes restricciones:

- Diseño y cálculo de instalaciones hidrosanitarias.
- Diseño y cálculo de instalaciones eléctricas.
- Diseño y cálculo del internado.

### **1.4.3 Aporte académico**

Se realizará un análisis comparativo entre el diseño estructural de una rampa con losa aligerada y una rampa con losa maciza, para determinar el diseño más óptimo y económico para el diseño general de ingeniería civil.

### **1.5 Localización del proyecto**

El departamento de Tarija se encuentra ubicado en el extremo sureste de Bolivia. La capital del departamento de Tarija es la ciudad de Tarija, se encuentra situada entre los  $21^{\circ}32'00''$  de latitud sur y los  $64^{\circ}47'00''$  de latitud oeste del meridiano de Greenwich, y una altitud promedio de 1.866 m.s.n.m., tiene una extensión de 37.623 Km y su población es de aproximadamente 200.000 habitantes.

La comunidad san Telmo rio bermejo, distrito 12 del municipio de Padcaya, provincia Aniceto Arce, está ubicada al sur del departamento de Tarija, entre las coordenadas geográficas  $22^{\circ}31'57.63''$  de latitud sur y  $64^{\circ}24'43.85''$  de longitud oeste y una altitud aproximada de 548 m.s.n.m. (ver anexo A-2).

#### **1.5.1 Aspectos socioeconómicos relevantes**

El lugar del emplazamiento de la obra cuenta con los siguientes servicios públicos como ser: agua potable y alcantarillado sanitario administrados por EMAAB (Empresa municipal de agua y alcantarillado Bermejo), energía eléctrica administrada por SETAR (Servicios eléctricos de Tarija).

# **CAPÍTULO II**

# **MARCO TEÓRICO**

## CAPÍTULO II

### 2 MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general de la propuesta, “Diseñar la estructura de sustentación del Colegio San Telmo rio bermejo” (Municipio de Padcaya), se debe tener conocimiento del suelo de fundación donde se emplazará el colegio. Idealizar y definir las estructuras de sustentación de la nueva infraestructura, definir los materiales a emplear, las cargas a utilizar en el diseño, los métodos y normas a utilizar.

#### 2.1 Levantamiento topográfico

Se define como el conjunto de operaciones ejecutadas sobre un terreno con los instrumentos adecuados para poder confeccionar una correcta representación gráfica o plano, por medio de los tres elementos del espacio (longitudes “x, y”, altitud “z”), ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, que representan una determinada área, para posteriormente representarlos gráficamente en un plano a escala determinada.

#### 2.2 Estudio de suelos

La exploración de suelos es muy importante debido a que todas las obras sean cual sean se apoyan sobre el terreno, además nos sirve para conocer las características físicas, químicas, mecánicas del suelo y su clasificación, para así poder determinar la buena selección del tipo de fundación que se empleará en el diseño estructural de una obra.

##### 2.2.1 Ensayo de penetración estándar S.P.T.

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. además de ser muy económico. El mismo que nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades. Está normalizado desde 1958 por la Norma D1586. Se inspeccionará el sitio del ensayo, para prepararlo, limpiando el mismo y ubicando los puntos de estudio.

El ensayo consiste en hincar un muestreador partido de 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 65 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 75 cm, para penetrar cada 15 cm, cuando se haya penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de golpes necesarios El valor normalizado

de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

Se dice que la muestra se rechaza si:

- N es mayor de 50 golpes
- No hay avance luego de 10 golpes.

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 gr. aparte de una muestra de 50 gr. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos.

Todo el equipo necesario se lo conseguirá del laboratorio de la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”.

### 2.2.1.1 Presión admisible

Therzagui y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios coherentes, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

**CUADRO 2.1: RELACIÓN DE RESISTENCIA PARA LAS ARCILLAS**

N°	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (kg/cm <sup>2</sup> )
2	Muy blanda	0.25
2 - 4	Blanda	0.25 – 0.50
3 - 8	Media	0.50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

**CUADRO 2.2: RELACIÓN DE RESISTENCIA PARA LAS ARENAS**

N°	COMPACIDAD DE LA ARENA
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

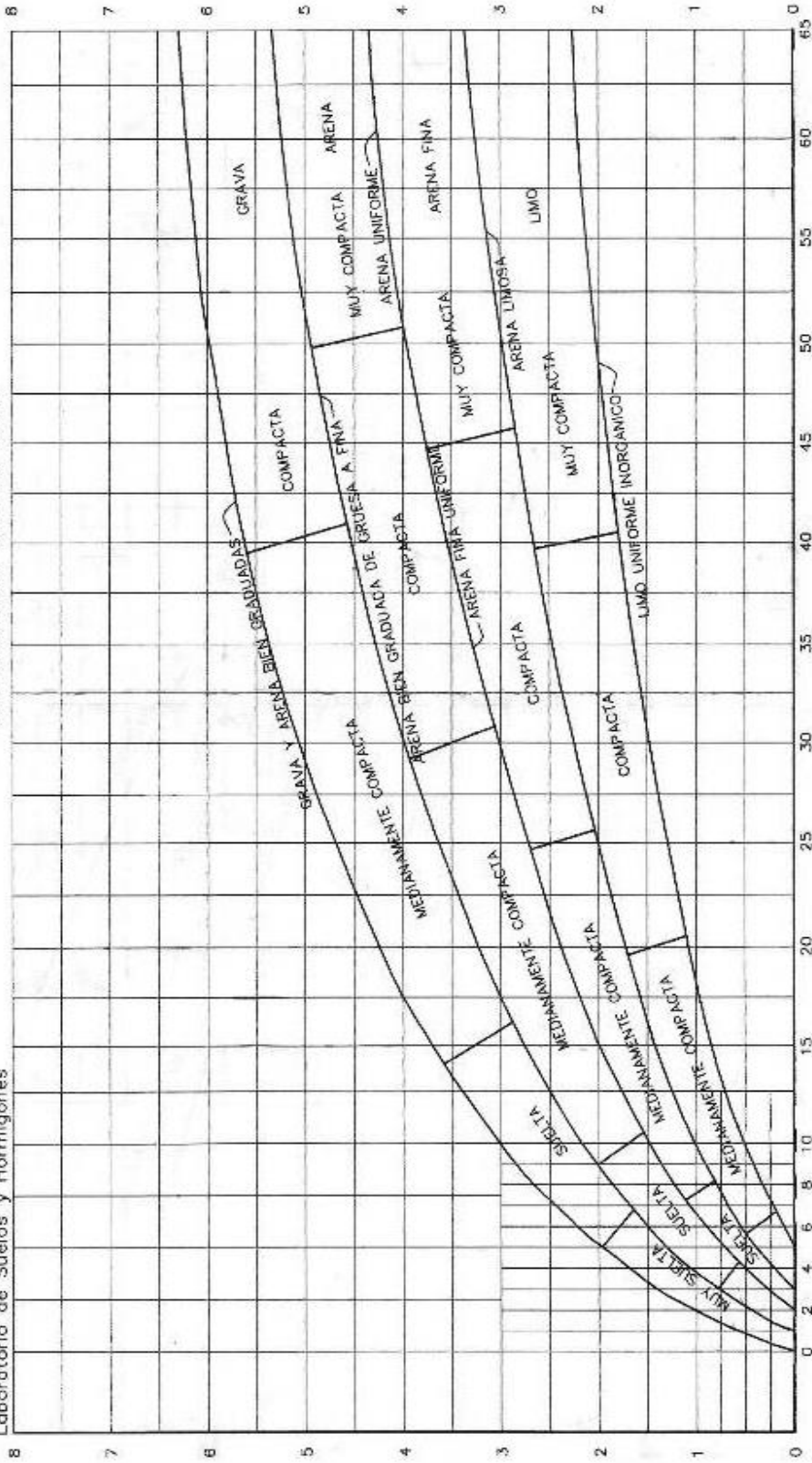


**FIGURA N° 2.1: RELACIÓN DE RESISTENCIA PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO**

Universidad Autónoma Juan Misael Saracho  
 Facultad de Ciencias y Tecnología  
 Programa de Ingeniería Civil  
 Laboratorio de Suelos y Hormigones

S.P.T. METODO DE LA CUCHARA NORMAL  
 CAPACIDAD DE CARGAS ADMISIBLES

A.- DIFERENTES TIPOS DE SUELO



NÚMERO DE GOLPES PARA QUE LA CUCHARA PENETRE 30cm CON UN PESO DE 55kg Y ALTURA DE 75cm

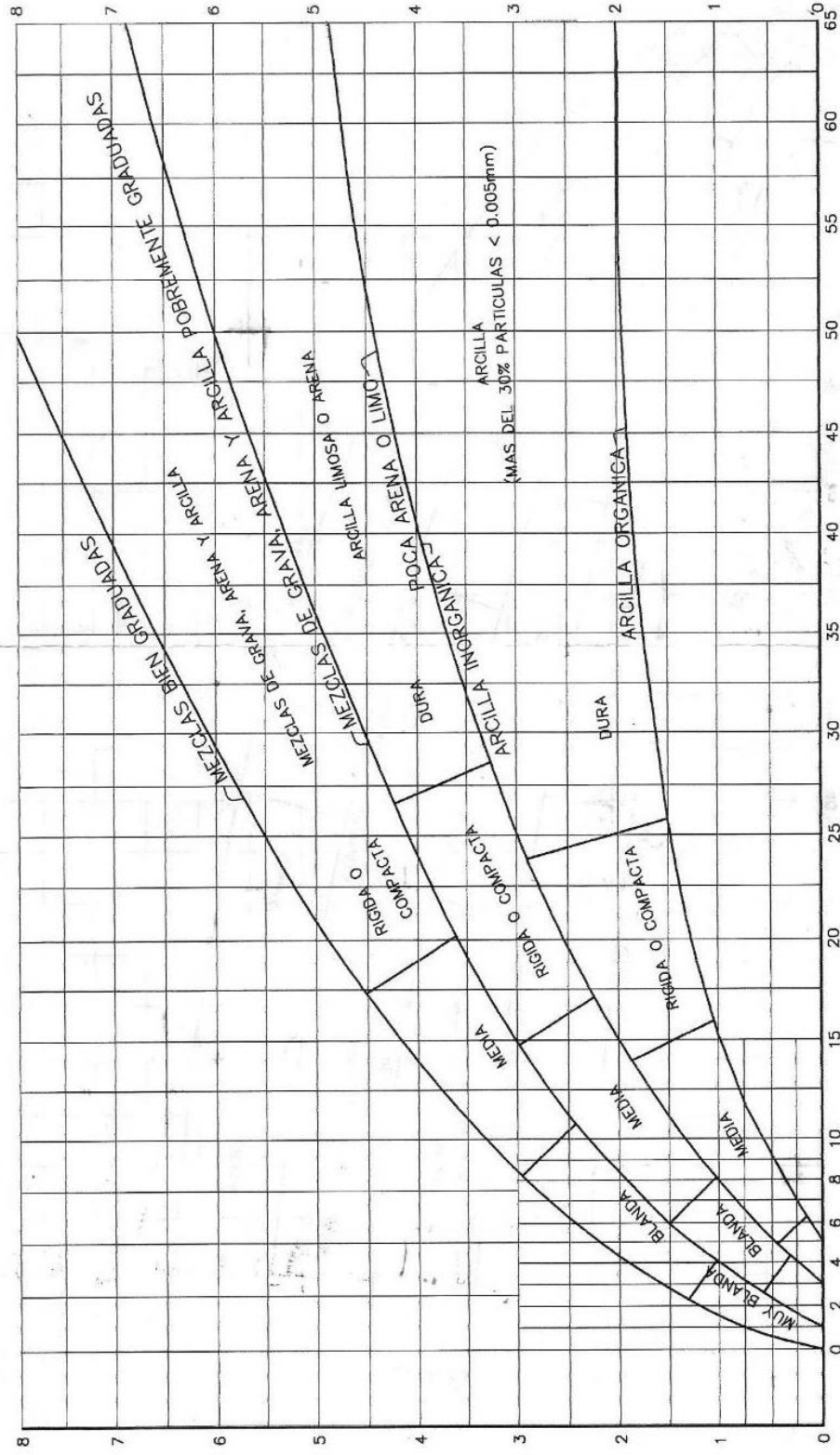
Fuente: Laboratorio de suelos UAJMS.

**FIGURA N° 2.2: RELACIÓN DE RESISTENCIA PARA LAS ARENAS**

Universidad Autónoma Juan Misael Saracho  
 Facultad de Ciencias y Tecnología  
 Programa de Ingeniería Civil  
 Laboratorio de Suelos y Hormigones

S.P.T. METODO DE LA CUCHARA NORMAL  
 CAPACIDAD DE CARGAS ADMISIBLES

B.- ARCILLAS Y MEZCLAS DE SUELO



NÚMERO DE GOLPES PARA QUE LA CUCHARA PENETRE 30cm CON UN PESO DE 55kg Y ALTURA DE 75cm

**Fuente:** Laboratorio de suelos UAJMS.

### 2.2.2 Granulometría

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

El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra; la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se determinan los porcentajes que pasan por cada tamiz.

#### 2.2.2.1 Clasificación de suelos basados en criterios granulométricos

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

**CUADRO 2.3: DESCRIPCIÓN APROXIMADA DE PARTÍCULAS**

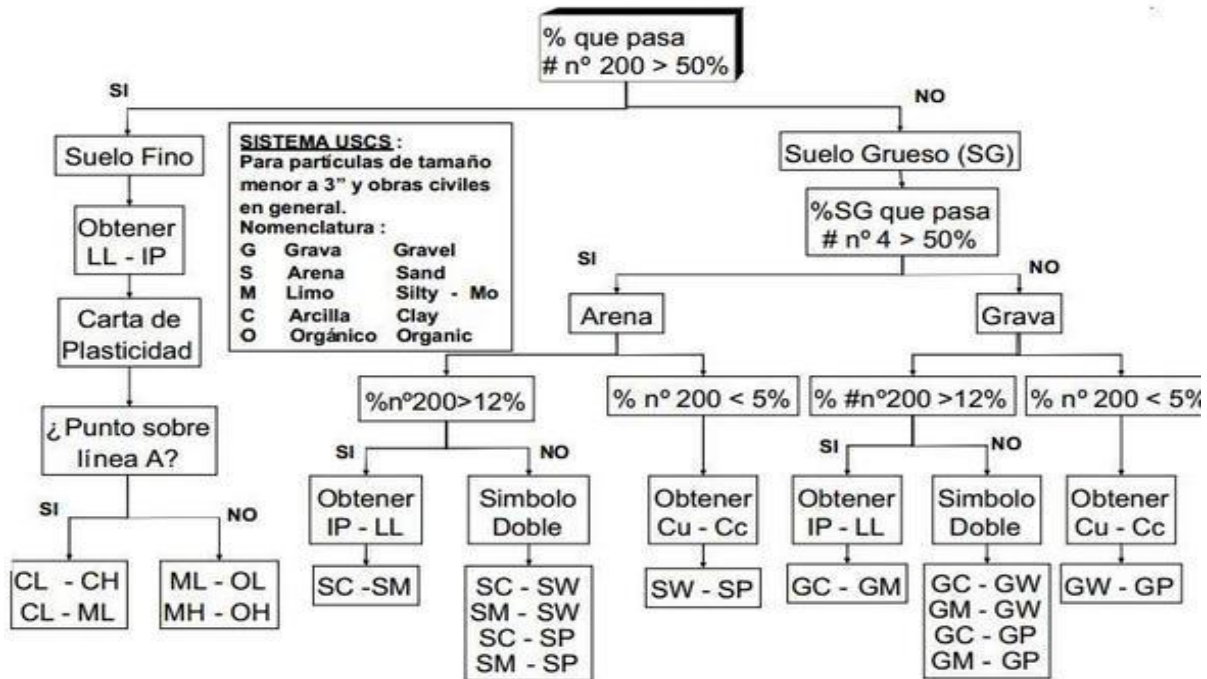
<b>MATERIAL</b>	<b>TAMAÑO</b>
<b>Piedra Bolón</b>	12 pulgadas
<b>Cantos Rodados</b>	6 a 12 pulgadas
<b>Grava</b>	2 mm a 6 pulgadas
<b>Arena</b>	0.06 mm a 2 mm
<b>Limo</b>	0.002 mm a 0.06
<b>Arcilla</b>	Menores a 0.002 mm

**Fuente:** Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.15° edición.

### 2.2.3 Clasificación de suelos

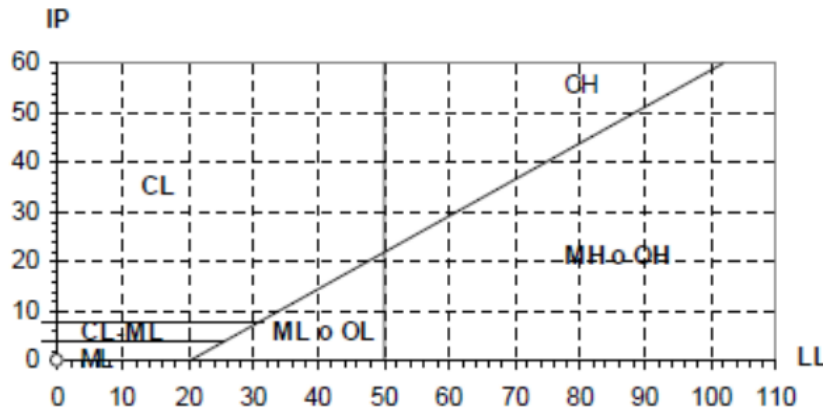
Es una categorización de tierras basada en características distintivas y en criterios de uso. Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje para expresar de forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variados, sin una descripción detallada. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es para la construcción de edificaciones.

**FIGURA N°2.3: CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE SUELOS**



**Fuente:** Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

**FIGURA N°2.4: CARTA DE PLASTICIDAD CLASIFICACIÓN S.U.C.S.**



**Fuente:** Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. 15° edición.

### 2.3 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y lo funcional, los que serán objeto de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, este,

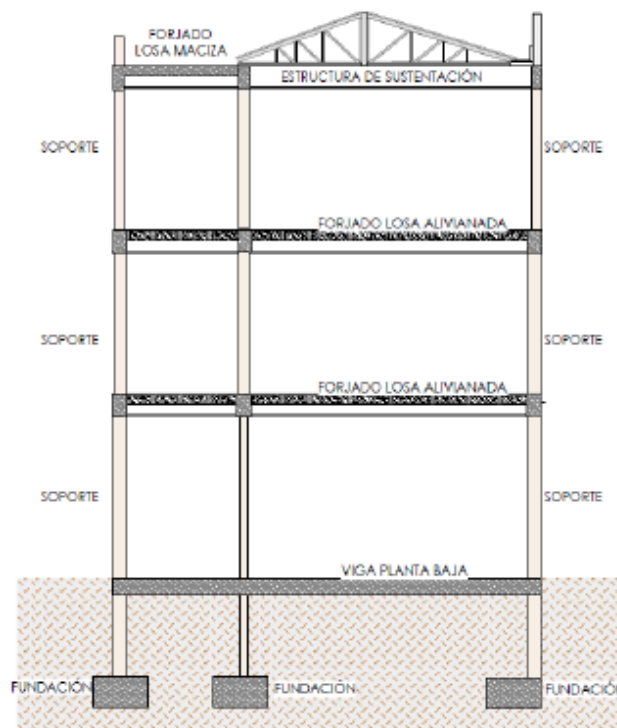
se lo realiza por medio de una representación gráfica a escala en planos arquitectónicos, tales como: Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

Los planos arquitectónicos aprobados, fueron proporcionados por el municipio de Padcaya.

#### 2.4 Idealización de la estructura

La idealización de la estructura es el primer paso del diseño estructural, se realiza de acuerdo al plano arquitectónico, estudio de suelos, topografía del terreno y criterio del ingeniero.

**FIGURA 2.5: MODELACION DE LA ESTRUCTURA**



**Fuente:** Elaboración propia.

#### 2.5 Diseño estructural

Se realiza el diseño estructural de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta materiales a utilizar, normas vigentes y el diseño arquitectónico.

- Para el diseño de los perfiles metálicos (sustentación de la cubierta), se usará el método americano LRFD.

- Para el diseño de hormigones (sustentación porticada, cerramiento horizontal y fundaciones), se usará el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87.

### **2.5.1 Sustentación de cubierta**

Se debe determinar la forma de las cerchas, con las luces a cubrir materiales de la cubierta y pendientes, de acuerdo al plano arquitectónico.

En nuestro caso se realizará una cubierta de calamina galvanizada (determinado de acuerdo los tipos de calaminas que existe en nuestro medio y a sus especificaciones), con cerchas metálicas de acuerdo a los planos arquitectónicos.

De las condiciones anteriores se dice que cada barra de una cercha es un elemento sometido a dos fuerzas y sujeto solamente a fuerzas axiales directas (tracción o compresión). El análisis completo de una cercha consiste en la determinación de las fuerzas axiales internas de todas sus barras.

#### **2.5.1.1 Idealización**

Las hipótesis que idealizan el análisis de las armaduras son:

- Son estructuras triangulares.
- Las cargas actúan en los nudos.
- Las barras están sometidas únicamente a esfuerzos normales de tracción o compresión.

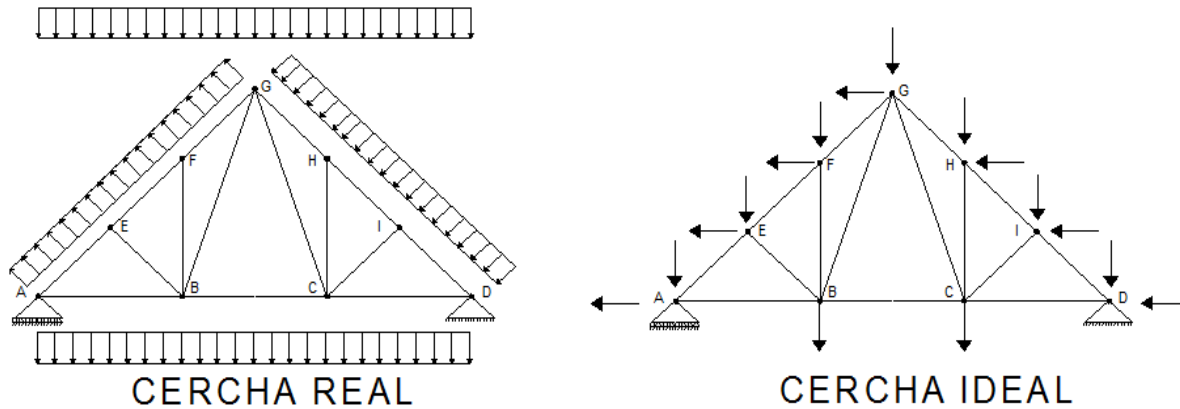
Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre las cerchas, surge lo que se llama:

Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.

Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Sólo existen fuerzas normales.

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas.

**FIGURA N° 2.6: IDEALIZACIÓN DE UNA CERCHA**



**Fuente:** Elaboración Propia.

### 2.5.1.2 Diseño

Para el diseño de la estructura de sustentación de la cubierta se idealizarán las cerchas de tal manera que los componentes de la misma trabajen solo con fuerzas axiales como en tracción o compresión, esto se lograra de tal manera que las correas como los apoyos de la cercha se dispongan en los nudos de la misma.

#### **Análisis de cargas**

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**

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, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

Se recomienda las siguientes combinaciones de carga en las que: U representa la carga ultima; D son las cargas muertas; L son las cargas vivas; Lr son las cargas vivas en techos; S son las cargas de nieve; R son las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W son las cargas de viento y E son las cargas sísmicas.

$$U=1.4D$$

$$U=1.2D+0.5Lr$$

$$U=1.2D+1.6Lr+0.8W$$

$$U=1.2D+0.5Lr+1.3W$$

$$U=1.2D$$

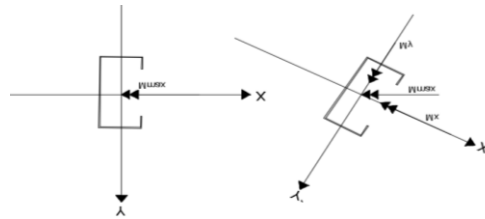
$$U=0.9D-0.3W$$

### Diseño de correas

Se diseñará las correas mediante el método de flexión asimétrica verificando que los esfuerzos generados por las cargas se encuentren en la zona elástica, de tal modo que no se superen el límite de fluencia del material y a su vez la verificación de la flecha máxima de la sección generada por las cargas actuantes.

Verificación de los esfuerzos máximos:

**FIGURA N° 2.7: CORREAS ACTUANTES EN FLEXIÓN ASIMÉTRICA**



**Fuente:** Resistencia de materiales, Timoshenko. 5° edición.

Los momentos en cada dirección están dados por:

$$M_x = M_{\max} \cdot \cos \alpha \quad : \quad M_y = M_{\max} \cdot \sin \alpha$$

Los esfuerzos máximos generados en cada dirección son:

$$\text{En la dirección } Y' \quad \sigma_{\max} = \frac{M_x \cdot c}{I_x} = \frac{M_x}{W_x}$$

$$\text{En la dirección } X' \quad \sigma_{\max} = \frac{M_y \cdot c}{I_y} = \frac{M_y}{W_y}$$

Límite de fluencia del material es igual a:

$$F_y = 2,500 \text{ kg/cm}^2$$

1.150 factor de seguridad para el Acero

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{F_y}{1.150} = \text{kg/cm}^2$$

Se debe garantizar que el material trabaje en la zona elástica, por lo que el esfuerzo máximo generado por las cargas no debe sobrepasar el límite de fluencia del material.

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\max}$$



Verificación de la flecha máxima generada:

$$f_{adm} > \frac{L}{300}$$

Deflexión admisible para vigas que soportan cargas permanentes y variables en las cuales no tienen construidos muros o tabiques encima.

Se procede a verificar la deflexión máxima en el eje Y' por fines de estabilidad.

$$f_{adm} = \frac{3 \cdot Q_y \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} + \frac{P_y \cdot L^3}{46 \cdot E \cdot I_x}$$

$$Q_y = q \cdot \cos \alpha \quad : \quad P_y = q \cdot \sin \alpha$$

$$f_{adm} > f_{max}$$

### **Diseño de miembros sometidos a tracción**

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a tracción se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos:

$P_u$  = Fuerza interna del elemento en tracción.

$F_y$  = Esfuerzo mínimo de fluencia.

$F_u$  = Esfuerzo de tensión mínima a la ruptura.

Definir la selección del perfil con sus respectivas características de fabricación.

Para el diseño de secciones sometidas a tracción, el perfil seleccionado debe cumplir las siguientes básicas para asegurar la resistencia, ductilidad y estabilidad de los mismos:

Capacidad resistente.- debe cumplir lo siguiente:

Cedencia de la sección en el área real.

$$N_1 = F_y \cdot A \geq P_u$$

Fractura de la sección del área efectiva.

$$N_1 = F_u \cdot A_e \geq P_u$$

Esbeltez limitada.- la esbeltez máxima de los miembros solicitados por tracción axial, deben cumplir la relación:

$$\lambda = \frac{L}{r} \leq 300$$

Dónde:

$\lambda$  = esbeltez límite.

L = longitud del elemento.

r = radio de giro mínimo.

Deformación compatible.- como se trabaja con un mismo material en toda la estructura las deformaciones serán compatibles quedando así las deformaciones:

$$\Delta_L = \frac{P \cdot L}{E \cdot A}$$

Dónde:

**P** = Carga última de diseño.

**A** = Sección bruta del perfil.

**E** = Módulo de elasticidad del acero.

**L** = Longitud del elemento.

### Diseño de miembros sometidos a compresión

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a compresión se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos:

**F<sub>y</sub>** = Esfuerzo mínimo de fluencia.

**P<sub>u</sub>** = fuerza axial de compresión que está actuando sobre la pieza.

Definir el perfil a usar.

Determinación de la esbeltez máxima: El cálculo de la esbeltez máxima debe cumplir la siguiente relación:

$$l = K \cdot L$$

$$\lambda_{\max} = \frac{K \cdot l}{r_{\min}} < 200$$

Dónde:

**λ<sub>max</sub>** = esbeltez máxima.

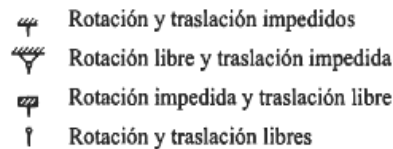
**l** = longitud efectiva.

**K** = coeficiente de longitud.

**r<sub>min</sub>** = radio de giro mínimo.

**CUADRO N°2.4: LONGITUDES EFECTIVAS EN COLUMNAS**

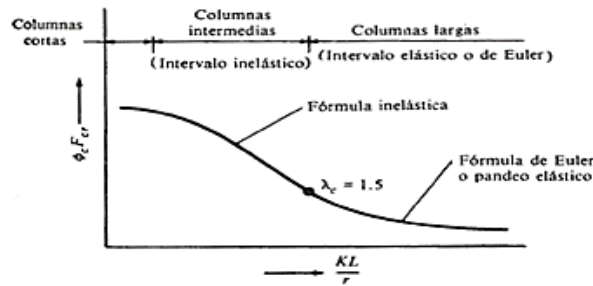
Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna.	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Valor K teórico.	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0

<b>Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales.</b>	0.65	0.80	1.20	1.0	2.10	2.0
<b>Símbolos para las condiciones de extremo</b>						

**Fuente:** Diseño de estructuras metálicas – Estados límites.

Definición de la frontera entre columna elástica e inelástica.

**FIGURA N°2.8: DIAGRAMA DE EULER**



**Fuente:** Diseño de estructuras metálicas – estados límites.

$$\lambda_c = \frac{K \cdot l}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\text{si } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{\text{crit}} = 0.6580 \lambda_c^2 \cdot F_y ; \quad \text{si } \lambda_c \geq 1.5 \rightarrow F_{\text{crit}} = \left( \frac{0.8770}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y$$

Resistencia normal a la compresión:

$$P_u = A \cdot F_{\text{crit}}$$

Verificaciones correspondientes:

$$P_u \geq P_u \text{ (solicitada)} \quad ; \quad \frac{K \cdot l}{r} \leq 200$$

### Uniones mediante soldadura

Se debe de seleccionar el tipo de soldadura mediante las características de los materiales a unir y la compatibilidad de los electrodos a emplear, se puede hacer referencia a los siguientes cuadros.

**CUADRO N° 2.5: RESISTENCIA DE DISEÑO DE SOLDADURAS**

TIPOS DE SOLDADURA Y ESFUERZO (a)	MATERIAL	FACTOR $\phi$ DE RESISTENCIA	RESISTENCIA NOMINAL	NIVEL DE RESISTENCIA REQUERIDO (b,c)
<b>SOLDADURA DE RANURA CON PENETRACIÓN COMPLETA</b>				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Debe usarse soldadura compatible

Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_y$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Base: electrodo de soldadura.	0.90 0.80	$0,60F_y$ $0,60F_{exx}$	

**Fuente:** Diseño de estructuras de acero – Mc Cormac. 2° edición.

### CUADRO N°2.6: COMPATIBILIDAD DE ELECTRODOS

METAL BASE	ELECTRODOS	MAXIMO $F_y$ DEL METAL BASE (kg/cm <sup>2</sup> )
Sidetur AE25, DIN ST37, ST42, ASTM A36, A53 Grado B, A375, A500, A501, A529 y A570 Grados D y E	E60XX E70XX	$F_y \leq 2.900$
Sidetur AE35, ASTM A242, A441, A572 Grados 42 a 60, A588, DIN ST52	E70XX	$F_y \leq 3.800$
ASTM A572 Grado 65	E70XX	$F_y \leq 4.150$
ASTM A514, espesores mayores a 63 mm	E100XX	$F_y \leq 7.030$
ASTM A514, espesores iguales o menores a 63 mm	E100XX	$F_y \leq 7.030$

**Fuente:** Diseño de estructuras metálicas – estados límites.

## 2.5.2 Estructura de sustentación de la edificación

Tanto la estructura de sustentación, cerramientos horizontales y fundaciones fue diseñada mediante el software Cypecad.

Cypecad es uno de los pocos programas de cálculo de estructuras de hormigón armado por ordenador desarrollado para el uso de ingenieros civiles, este software realiza el diseño, cálculo y dimensionamiento de estructuras para edificación y obra civil, sometidas a acciones verticales, horizontales y a la acción del fuego.

Calcula y dimensiona: vigas, soportes, forjados y cimentaciones.

### 2.5.2.1 Materiales

Los materiales empleados para la elaboración de una estructura se generalizan en las piezas de hormigón armado, lo constituyen el hormigón y el acero de refuerzo.

#### 2.5.2.1.1 Hormigón

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

H 12.5; H15; H17; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55

Donde las cifras corresponden a las resistencias de Proyecto  $f_{ck}$ , en MPa.

Los tipos H12.5 a H25 se emplean generalmente, en estructuras de edificación y los restantes de la serie se aplican en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

### Resistencia de cálculo del hormigón

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

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Dónde:

$f_{ck}$  = Resistencia característica del hormigón.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón.

$\gamma_c$  = coeficiente de minoración o coeficiente de seguridad del hormigón.

#### 2.5.2.1.2 Acero estructural

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en  $\text{cm}^2$  que se indican:

**CUADRO 2.7: DIÁMETROS Y ÁREAS DE LOS ACEROS**

<b>Diámetro (mm)</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>16</b>	<b>20</b>
<b>Área (<math>\text{cm}^2</math>)</b>	0.126	0.283	0.503	0.785	1.131	2.011	3.142
<b>Diámetro (mm)</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>	<b>50</b>			
<b>Área (<math>\text{cm}^2</math>)</b>	4.909	8.042	12.566	19.635			

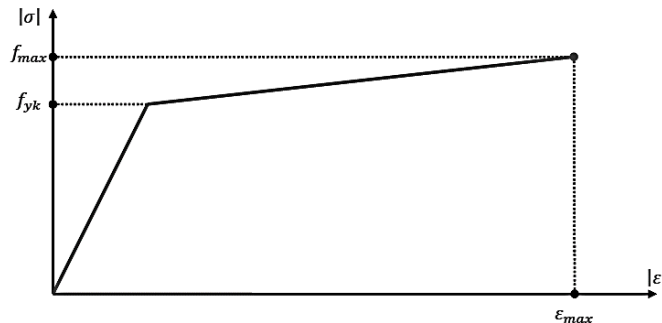
**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: la resistencia, el límite elástico, la relación entre los dos valores mencionados, el alargamiento y la aptitud al doblado y desdoblado. Las dos primeras califican el acero desde un punto de vista resistente y las tres últimas desde el punto de vista de sus cualidades plásticas. Ambos grupos de propiedades son necesarios y en general, se contraponen entre sí, por lo que el resultado final obtenido durante el proceso de fabricación es siempre una solución de compromiso.

Las cuatro primeras características mencionadas se determinan mediante el ensayo de tracción, que consiste en someter una barra bruta, sin mecanizar, a un esfuerzo axial de tracción hasta su rotura, obteniéndose el diagrama tensión – deformación del acero. La aptitud de doblado – desdoblado se determina a través del ensayo correspondiente.

La principal característica de un acero de refuerzo empleado en la construcción de piezas de Hormigón Armado es su límite de fluencia ( $f_y$ ).

**FIGURA N° 2.9: DIAGRAMA TENSIÓN DEFORMACIÓN DEL ACERO**



**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

### Resistencia de cálculo del acero

Para tensiones inferiores al límite de proporcionalidad, el material puede considerarse perfectamente elástico; por encima de este límite, parte de la deformación se conserva al descargar la barra, es decir se presentan deformaciones permanentes. Para que la estructura este siempre en condiciones elásticas y no exista la posibilidad de deformaciones permanentes, la tensión de trabajo o tensión admisible debe adoptarse por debajo del límite de proporcionalidad. Se toma como tensión admisible del material, la tensión de fluencia dividida por un coeficiente de seguridad que pueda mayorar o disminuir la tensión admisible. Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño, del acero, al valor  $f_{yd}$ , dado por:

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

Dónde:

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

$f_{yk}$  = Resistencia característica del acero.

$\gamma_s$  = coeficiente de minoración o de seguridad del acero.

### 2.5.2.2 Recubrimiento.

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie del hormigón más cercana. El objeto del recubrimiento es proteger a las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego.

### CUADRO N°2.8: RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS.

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1.5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado “CBH-87”.

#### 2.5.2.3 Hipótesis de cargas

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

Hipótesis I:  $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$

Hipótesis II:  $0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$

Hipótesis III:  $0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Dónde:

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

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

Q<sub>eq</sub> = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = valor característico de la carga del viento.

W<sub>eq</sub> = valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica.

W<sub>eq</sub> = En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:  $W_{eq} = 0.25 \cdot W$

F<sub>eq</sub> = valor característico de la acción sísmica

#### 2.5.2.4 Vigas

Para el diseño de las vigas, los esfuerzos máximos generados en la misma, serán obtenidos mediante el paquete estructural Cypecad, para realizar su verificación a través de un cálculo manual.

Los efectos máximos son los siguientes:

M<sub>max(+)</sub> = Momento máximo (positivo).

M<sub>max(-)</sub> = Momento máximo (negativo).

V<sub>max</sub> = Cortante máximo en la pieza.

$f_{ck}$  = Resistencia característica del H°.

$f_{yk}$  = Resistencia característica del acero.

$b$  = Ancho de la pieza.

$d_1$  = Altura de recubrimiento mecánico.

$h$  = Altura total de la pieza.

Determinación de la resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} : \gamma_c = 1.500 \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} : \gamma_s = 1.150$$

Armadura longitudinal: Calculamos el momento reducido de cálculo.

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

$\mu_d < \mu_{lim}$  --- la sección no necesita armadura en compresión.

Por lo que el cálculo de la armadura en compresión se la realizara con la cuantía mecánica mínima que determina el área de acero mínimo.

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

$$\mu_d \text{ ----- } w_s \text{ (cuadro 2.10)}$$

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

$w_s$  = Cuantía mecánica (función del momento reducido de cálculo  $\mu_d$  interpolado en la tabla universal de cálculo para flexión simple o compuesta).

$b_w$  = Ancho del elemento que se analiza.

$d$  = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura longitudinal.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

$\mu_d > \mu_{lim}$  --- la pieza necesita armadura a compresión.

La armadura que resista los esfuerzos de tracción producidos por los momentos flectores de cálculo se determina con las siguientes expresiones:

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - f} \qquad w_{s1} = w_{lim} + w_{s2} \qquad f = \frac{r}{d}$$



Dónde:

$w_{lim}$  = Cuantía geométrica límite.

$\mu_d$  = Momento reducido de cálculo.

$w_{s1}$  = Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

$w_{s2}$  = Cuantía geométrica para la armadura a compresión.

$\int$  = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

$r$  = Recubrimiento geométrico.

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza,

$w_{smin}$  En función del tipo de acero estructural

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

La selección de los diámetros se lo realizara con diámetros comerciales y espaciamientos con el criterio del número de barras que se usara.

**CUADRO N°2.9 TABLA UNIVERSAL PARA FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA**

$\xi$	$\mu$	$w$	$\frac{w}{f_{yd}} \cdot 10^3$	
0.0890	0.0300	0.0310		D O M I N I O  2
0.1042	0.0400	0.0415		
0.1181	0.0500	0.0522		
0.1312	0.0600	0.0630		
0.1438	0.0700	0.0739		
0.1561	0.0800	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1685	0.0900	0.0961		
0.1810	0.1000	0.1074		
0.1937	0.1100	0.1189		
0.2066	0.1200	0.1306		
0.2197	0.1300	0.1425		
0.2330	0.1400	0.1546		
0.2466	0.1500	0.1669		
0.2593	0.1592	0.1785		
0.2608	0.1600	0.1795		
0.2796	0.1700	0.1924		
0.2987	0.1800	0.2055		
0.3183	0.1900	0.2190		
0.3382	0.2000	0.2327		
0.3587	0.2100	0.2468		
0.3797	0.2200	0.2613		
0.4012	0.2300	0.2761		
0.4233	0.2400	0.2913		
0.4461	0.2500	0.3069		
0.4696	0.2600	0.3232		
				D O M I N I O

0.4938	0.2700	0.3398		<b>3</b>	
0.5189	0.2800	0.3570			
0.5450	0.2900	0.3750			
0.5722	0.3000	0.3937			
0.6005	0.3100	0.4133			
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929		
0.6303	0.3200	0.4337	0.1006	<b>D</b>	
0.6617	0.3300	0.4553	0.1212		
0.6680	0.3319	0.4596	0.1258		
0.6951	0.3400	0.4783	0.1483	<b>M</b>	
0.7308	0.3500	0.5029	0.1857		
0.7695	0.3600	0.5295	0.2404		
0.7892	0.3648	0.5430	0.2765		
0.8119	0.3700	0.5587	0.3282		
0.8596	0.3800	0.5915	0.4929		
0.9152	0.3900	0.6297	0.9242		
0.9844	0.4000	0.6774	5.8238		
					<b>4</b>

**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 14ª edición.

### CUADRO N°2.10: CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		0.008	0.006	0.005	0.004
Losa		0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Vigas		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Muros	Armadura horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura vertical	0.005	0.004	0.0032	0.0028

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

### CUADRO N° 2.11: VALORES LÍMITES

fy (kg/cm <sup>2</sup> )	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd (kg/cm <sup>2</sup> )	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
w lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

Armadura transversal.

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

Cortante mayorado:

$$V_d = 1.600 \cdot V$$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$$f_{vd} = 0.500 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow (\text{kg/cm}^2)$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

Cortante ultimo por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón.

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Si: } V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$V_d$  debe ser menor o igual que  $V_{ou}$ , y mayor que  $V_{cu}$ , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

Por lo tanto la armadura transversal será.

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$
$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.900 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Y la armadura mínima.

$$A_{smin} = 0.020 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna de se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

### **Sobrecimientos**

El sobrecimiento es una viga de hormigón armado, que descansa total o parcialmente sobre el terreno y tiene como función principal aislar al resto de la construcción de la humedad del terreno.

Los sobrecimientos se calculan de manera similar a una viga. En este proyecto se calculará el sobrecimiento más solicitado respecto a sus cargas.

### **2.5.2.5 Columnas**

Las columnas o pilares de hormigón armado, forman piezas generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y en el último extremo al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad.

Para el caso del análisis de columnas en estructuras porticadas se debe tener en cuenta los siguientes datos de entrada, que serán proporcionados por el paquete estructural Cypecad.

Datos necesarios.

$b : h$  = son las dimensiones de la sección del pilar.

$M_{yd}$  = momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

$M_{xd}$  = momentos flectores de cálculo en la dirección X.

$N_d$  = fuerza normal de cálculo.

$f_{cd}$  = resistencia de cálculo del hormigón.

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

Cálculo de la longitud de pandeo.

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

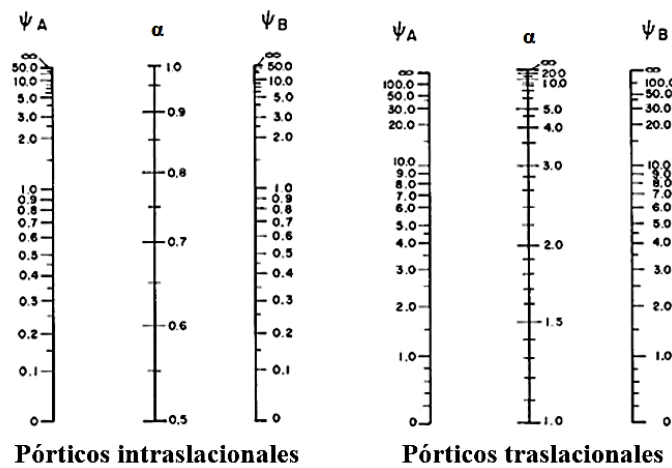
Donde

$\alpha$  = coeficiente de pandeo que puede obtenerse con el monograma para pórticos traslacionales.

$l$  = Longitud real del elemento considerado.

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el monograma correspondiente a pórticos traslacionales.

**FIGURA N° 2.10: MONOGRAMA PARA COEFICIENTE DE PANDEO**



**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 14ª edición.

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{l} \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\sum \frac{E \cdot I}{l} \text{ de todas las vigas que concuren en A}} \text{ de la misma forma para } \psi_B$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{b}$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{\alpha_x \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{\alpha_y \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

Para esbelteces mecánicas  $35 \leq \lambda \leq 100$  (geométricas  $10 \leq \lambda_g \leq 29$ )

Cálculo de excentricidades:

Excentricidad de primer orden: Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento:

$$e_{0x} = \frac{M_{dy}}{N_d}$$

$$e_{0y} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

Excentricidad accidental: No se considera en el cálculo, excentricidades de primer orden inferiores al valor siguiente:

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

Excentricidad Ficticia: Para piezas de sección rectangular, viene dada por:

-Análisis en la dirección Y

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{b + 20 * e_{0x} * \frac{l_{ox}^2}{b}}{b + 10 * e_{0x}} * 10^{-4}$$

-Análisis en la dirección X

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{b + 20 * e_{0y} * \frac{l_{oy}^2}{b}}{b + 10 * e_{0y}} * 10^{-4}$$

Excentricidad final: La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_{Tx} = e_a + e_{fic}$$

$$e_{Ty} = e_a + e_{fic}$$

**Cálculo de la Armadura Longitudinal.**- Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido:

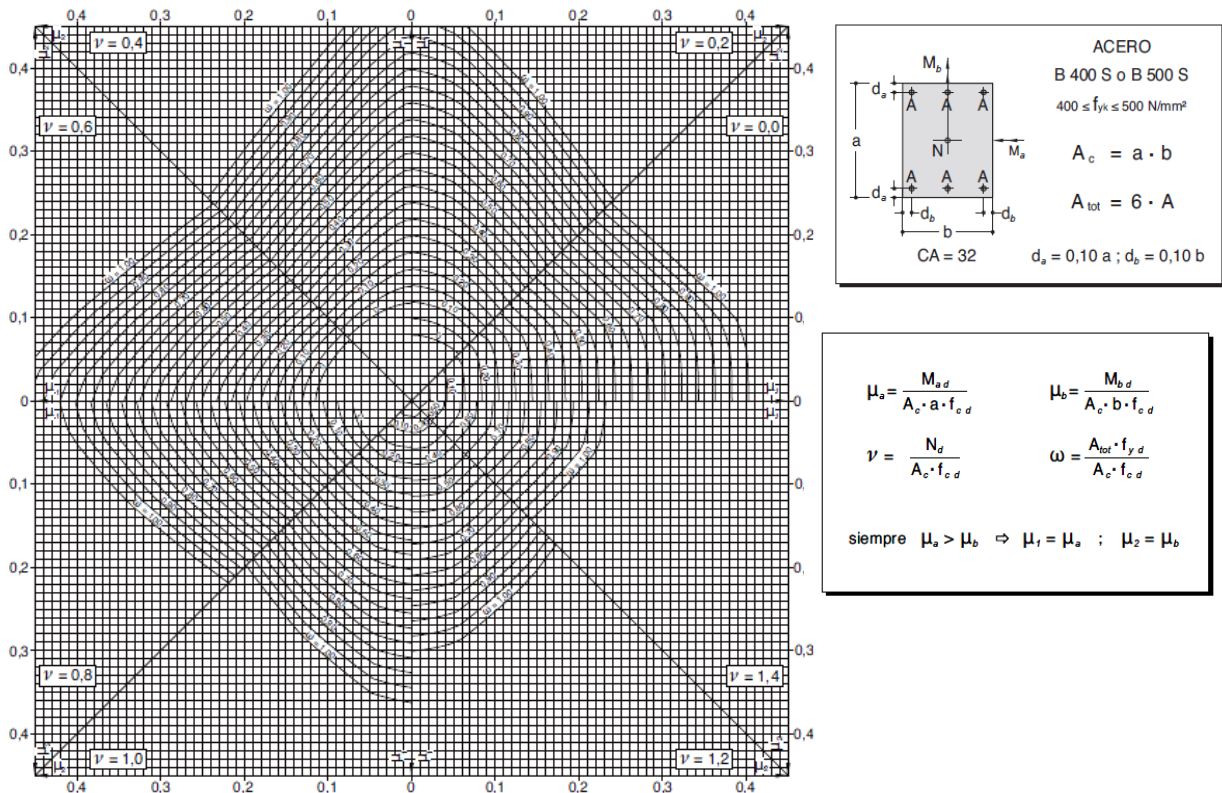
$$\mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

Axial reducido:

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

Para la determinación de la cuantía mecánica  $w$  se utilizará ábaco en roseta para flexión esviada para secciones rectangulares:

**FIGURA N° 2.11: ÁBACO EN ROSETA PARA FLEXIÓN ESVIADA**



**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya. 15ª edición.

Determinación de la armadura longitudinal “As”

$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Determinación de la armadura longitudinal “Asmin”

$$A_{smin} = 0.005 \cdot b \cdot h$$

Se asumirá el valor mayor entre  $A_s$  y  $A_{smin}$

**Cálculo de la armadura transversal de la columna**

El diámetro del estribo.

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa.}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

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

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{cases}$$

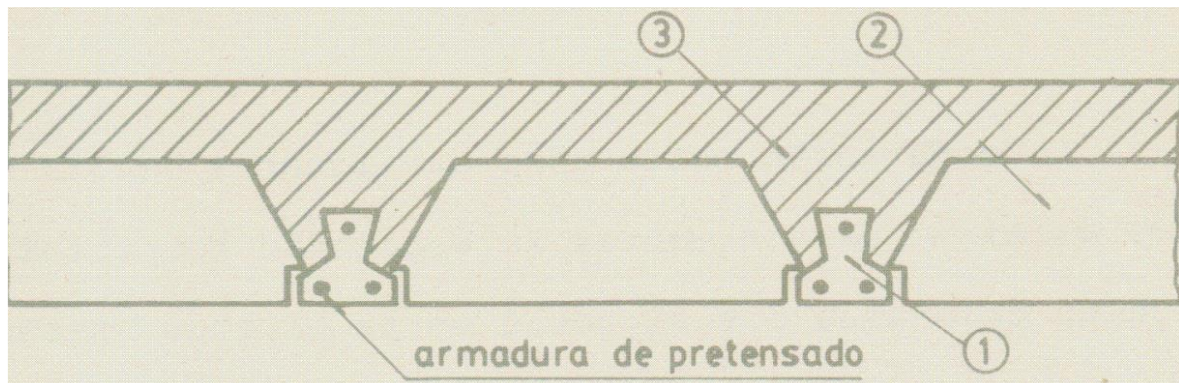
### 2.5.3 Losas Alivianadas (cerramientos horizontales)

Se usan para entrepisos y cubiertas ante la gran necesidad de reducción de costos de encofrados, apuntalamientos y mano de obra especializada. Además, por la gran proporción de elementos huecos del material de relleno se logra una mayor aislación térmica que en las losas macizas tradicionales.

Se logra también una reducción del peso propio para luces importantes.

Las viguetas son fabricadas con materiales de alta calidad, incluso los aceros que componen la armadura son aceros de alta resistencia muy superiores a los aceros que usamos en hormigón armado habitualmente. Son fabricados en serie y tienen un proceso de curado.

**FIGURA N° 2.12: COMPONENTES DE UNA LOSA ALIVIANADA**



**Fuente:** Ficha técnica Concretec.

La losa se compone de tres elementos principales:

1 Vigüeta pretensada, fabricada por empresas comerciales reconocidas y garantizadas.

2 Material de relleno o complemento, que consiste en bloques de cerámico o plastofom de medidas adecuadas, según lo establece el fabricante de las viguetas para lograr finalmente la forma final de la sección que se utilizó en el cálculo. Mientras se respeten las medidas el material puede ser cualquiera, pues este material no cumple ninguna función estructural,

significa que luego de estar construida la losa y endurecida se los podría quitar a todos ellos, pero no se los quita porque sirven como aislantes térmicos, acústicos y permiten una menor superficie de revoques en cielo rasos. Antes se usaban bloques huecos de cerámica, hoy lo hacen de polietileno (plastoform), que es mucho más liviano.

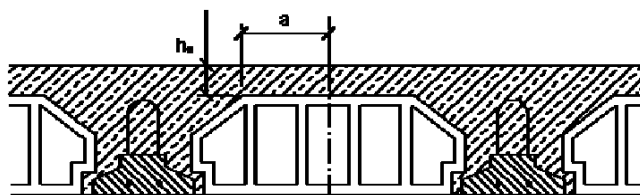
3 Capa de compresión de hormigón de muy buena calidad, que se lo agrega en obra junto con el agregado de una mínima armadura de 6 mm transversales a las viguetas.

Esta capa de compresión es de 5 cm de espesor.

### 2.5.3.1 Idealización

Para la idealización de las mismas se debe considerar las cargas actuantes por metro cuadrado para su distribución en la misma, se deben de armar en el sentido de la luz más corta con fines de resistencia, porque a menor luz es más resistente la pieza y económica porque las viguetas pre-esforzadas mientras tengan mayor longitud mayor es su precio.

**FIGURA N° 2.13: ESQUEMA DE LA LOSA ALIVIANADA**



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

### 2.5.3.2 Diseño

Se convertirá en una sección en T para su cálculo

#### Cálculo del ancho efectivo

Como en ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas, entonces se tiene que:

$b_e = a$  la separación entre viguetas

#### Cálculo de la relación modular o coeficiente de equivalencia

Los esfuerzos elásticos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolocado de más alta calidad. Si se desea transformar del hormigón armado al hormigón pretensado:



$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} \cdot f_{cp} \quad \rightarrow \quad f_c = n \cdot f_{cp}$$

donde:

$f_c$ ;  $E_c$ : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

$f_{cp}$ ;  $E_{cp}$ : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.

$n$ : Relación modular de los concretos, donde el concreto colocado en situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}}$$

### **Cálculo de características geométricas**

Se calculara area, brazos mecanicos y momento de inercia respecto al eje x, de:

- la vigueta pretensada
- la carpeta de hormigón in situ.

Este cálculo se realizará para homogenizar la pieza.

### **Cálculo del momento último**

Área de acero de la vigueta pretensada

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (\emptyset)^2$$

Donde:

$\emptyset$ = Diámetro del acero de la vigueta pretensada

cálculo del canto útil

$$y_{cp} = \frac{A_i \cdot d}{\sum A_i}$$

Donde:

$A_i$  =Área del acero de la vigueta pretensada.

$d$ = Distancia del extremo inferior de la vigueta al centro del acero ubicado en la vigueta.

$\sum A_i$ = Sumatoria del área total del acero en la vigueta pretensada.

Altura de la fibra de compresiones

$$y = \frac{A \cdot f_{yd}}{0.850 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

Donde:

$A$ = área total del acero en la vigueta pretensada.

$f_{yd}$  = Resistencia característica del acero de la vigueta pretensada.

$f_{cd}$  = Resistencia característica del hormigón

$b$  = Base de la sección en T o de la sección rectangular de ser el caso.

si:

$y < hf$  entonces será sección rectangular.

$y > hf$  entonces será sección en T.

$$M_U = 0.850 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d - 0.500 \cdot y)$$

condicion:  $M_u > M_d$  cumple!

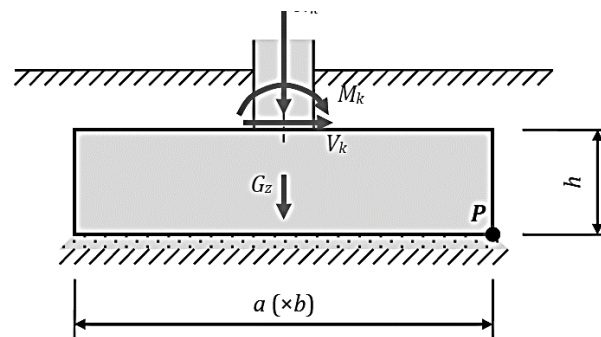
### 2.5.4 Fundaciones

La fundación está de acuerdo al tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y es criterio del ingeniero escoger entre zapatas, pilotes, losas, cimientos que sean más adecuados para la estructura tomando en cuenta si existen colindantes o no.

#### 2.5.4.1 Idealización

En la idealización de la estructura de fundación se transmite las cargas que llegan a la base de la columna, como ser la fuerza cortante ( $V$ ), la fuerza Normal ( $N$ ), y el momento flector ( $M$ ), siendo así mismo estas las transmitidas al suelo de fundación por las zapatas, una vez dimensionadas y habiendo realizado sus respectivas verificaciones.

**FIGURA N° 2.14: ESQUEMA DE IDEALIZACIÓN DE LAS ZAPATAS**



**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87.

#### 2.5.4.2 Diseño de zapatas aisladas

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base. Los efectos máximos son proporcionados por el paquete estructural Cypecad.

Dimensionamiento.

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x ( $M_x$ ), Momento en el eje y ( $M_y$ ), Cortante en el eje x ( $V_x$ ), Cortante en el eje y ( $V_y$ ), Carga vertical que llega a la zapata (N).

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga N.

$$P.P_{zapata} = 0.050 \cdot N$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima que deberá tener la misma.

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

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b, estos deben ser valores en múltiplos de 5 por fines constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el  $\sigma_{min} \geq 0$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con la siguiente fórmula.

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

Dónde:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}}$$

$$\gamma_f = 1.6$$

$$f_{vd} = 0.500 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{m\acute{a}x}$  ó el  $\sigma_{adm}$ .

Asumimos recubrimiento de la zapata de 0.050 m.

Por lo tanto la altura de la zapata será igual a d + 0.050 m.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 0.300 m.

Una vez determinadas las dimensiones que tendrá la zapata, calculamos el peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$P.P_{zapata} = \gamma_{H^c} \cdot \text{Volumen}_{zapata}$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata.

Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flector, y éste sumado con el momento flector inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

Una vez encontrados los esfuerzos en los extremos de la zapata, se realizan las verificaciones de estabilidad.

Verificación al vuelco.

$$\gamma_{Va} = \frac{(N + P \cdot P_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1.500$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N + P \cdot P_{zapata}) \cdot b/2}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1.500$$

Verificación al deslizamiento.

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N + P \cdot P_{zap}) \cdot \tan \varphi_d}{V} \geq 1.500 \quad ; \quad \varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

$\varphi$  = Ángulo de rozamiento interno

Para suelo cohesivo:

$$\gamma_s = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1.500 \quad ; \quad C_d = 0.500 \cdot \text{cohesion}$$

Cálculo de armadura:

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego encontramos el momento ( $M_e$ ) a una distancia de 0.15 m de la cara de la comuna del bloque más comprimido.

Luego el momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1.600 \cdot M_e$$

$$\mu_d = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Escogemos la cuantía mínima  $w_s \text{ mín}$  (cuadro 2.11) y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_s \text{ mín} = w_s \text{ mín} \cdot b \cdot d$$

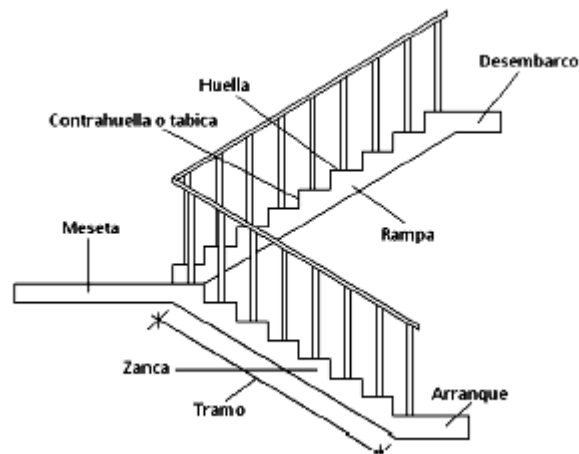
El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

### 2.5.5 Estructura complementaria (Cálculo de escaleras)

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel. Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, ida y vuelta, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, lanzadas o autoportantes, etc.

Una escalera se compone por las siguientes partes:

**FIGURA N° 2.15: PARTES DE UNA ESCALERA**



**Fuente:** Elaboración propia.

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

**Huella.-** Plano horizontal de un peldaño.

**Contrahuella.-** plano vertical o altura de un peldaño.

**Escalón de arranque.-** Primer peldaño de una escalera.

**Tramo.-** Es una serie de peldaños continuos. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada meseta o descanso.

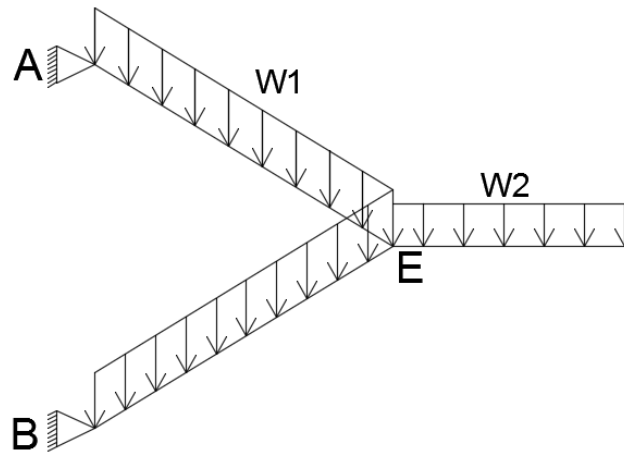
El ancho o huella de un peldaño suele oscilar entre los 25 y 30 cm para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella está comprendida entre los 11 y 22 cm.

**Barandillas.** - Son elemento de protección y seguridad, así como una ayuda para que se a más fácil el ascenso o descenso por la escalera

### 2.5.5.1 Idealización

Para la idealización de esta estructura se considera como una viga rectangular.

**FUGURA N° 2.16: IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA**



**Fuente:** Análisis y diseño de escaleras autoportantes de Jorge Segura.

### 2.5.5.2 Diseño

#### Análisis de cargas

Se analizara todas las cargas verticales actuantes en la escalera para su respectivo diseño.

Una vez encontrado los momentos máximos en sus respectivas condiciones críticas se debe mayorar el momento según indica la norma CBH 87.

#### Cálculo de la armadura longitudinal

Para la armadura longitudinal se analiza como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo para diseñar la armadura inferior.

Se calcula como viga empotrada en sus extremos para obtener los momentos máximos negativos para el diseño de la armadura superior.

Siempre actúa como una viga rectangular, así que la armadura se obtiene:

Cálculo del momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} < \mu_{lim}$$

$\mu_d < \mu_{lim}$  --- la sección no necesita armadura en compresión.

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

$\mu_d$  -----  $w_s$  (cuadro 2.10)

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza,

$w_{smin}$  En función del tipo de acero estructural

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

Verificación al corte

$$f_{vd} = 0.500 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

Armadura de reparto

Se adoptara una disposición mínima

Armadura superior de temperatura

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$$

## 2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto

### 2.6.1 Especificaciones técnicas

Son las que definen la calidad de obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del Contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

### 2.6.2 Precios Unitarios

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.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- a).- Costo de materiales.
- b).- Costo de mano de obra.
- c).- Desgaste de herramientas y o reposición de equipos.
- d).- Gastos generales.
- e).- Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 57% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales y administrativos de 12% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

Estos porcentajes se obtuvieron del sistema de administración de bienes y servicios (SABS), que brinda el prescom 13-20 como modelo de cálculo.

La planilla de precios unitarios tendrá la siguiente forma:



**FIGURA N° 2.17: PLANILLA DE PRECIOS UNITARIOS**

Análisis de Precios Unitarios						
<b>Item:</b>			<b>Unidad: m<sup>3</sup></b>			
Proyecto: COLEGIO-INTERNADO SAN TELMO RIO BERMEJO			Fecha: 02/jun/2020			
Módulo: (M02) - OBRA GRUESA			Tipo de cambio: 6.96			
Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	<b>A</b>	<b>MATERIALES</b>				
1	-	Cemento portland	kg	350.000	0.900	315.000
2	-	Fierro corrugado	kg	130.000	6.300	819.000
3	-	Arena	m <sup>3</sup>	0.450	137.500	61.875
4	-	Grava	m <sup>3</sup>	0.920	112.500	103.500
5	-	Madera encofradora	p <sup>2</sup>	60.000	8.000	480.000
6	-	Clavos	kg	2.000	13.000	26.000
7	-	Alambre de amarre	kg	2.000	13.800	27.600
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>(A) =</b>	<b>1,832.975</b>
	<b>B</b>	<b>MANO DE OBRA</b>				
1	-	Albañil	hr	10.000	15.000	150.000
2	-	Ayudante	hr	18.000	10.000	180.000
3	-	Armador	hr	10.000	12.000	120.000
4	-	Encofrador	hr	18.000	12.000	216.000
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>(B) =</b>	<b>666.000</b>
	<b>F</b>	<b>CARGAS SOCIALES</b>		57.00% de	<b>(E) =</b>	<b>379.620</b>
	<b>O</b>	<b>IMPUESTOS IVA</b>		14.94% de	<b>(E+F) =</b>	<b>156.216</b>
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>(E+F+O) =</b>	<b>1,201.836</b>
	<b>C</b>	<b>EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>				
1	-	Mezcladora	hr	1.000	20.000	20.000
2	-	Vibradora	hr	0.800	15.000	12.000
	<b>H</b>	<b>HERRAMIENTAS</b>		5.00% de	<b>(G) =</b>	<b>60.092</b>
>	<b>I</b>	<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>			<b>(C+H) =</b>	<b>92.092</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>(D+G+I) =</b>	<b>3,126.903</b>
	<b>L</b>	<b>GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>		12.00% de	<b>(J) =</b>	<b>375.228</b>
	<b>M</b>	<b>UTILIDAD</b>		10.00% de	<b>(J+L) =</b>	<b>350.213</b>
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>(J+L+M) =</b>	<b>3,852.344</b>
	<b>P</b>	<b>IMPUESTOS IT</b>		3.09% de	<b>(N) =</b>	<b>119.037</b>
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>3,971.381</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>				<b>3,971.381</b>
		Son: Tres Mil Novecientos Setenta y Uno con 38.1/100 Bolivianos				

Fuente: elaboración propia.

### 2.6.3 Cálculos métricos

Los cálculos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

A modo de referencia, la planilla de cálculo métrico podrá tener la siguiente forma:

**FIGURA N°2.18: PLANILLA DE CÁLCULOS MÉTRICOS.**

N°	Descripción	Unid.	N° de veces	Volumen o Area	Dimensiones			Cantidad	
					Largo	Ancho	Alto	Parcial	Total
1	Letrero de obras	pza							1
			1					1	1
								Total=	1
N°	Descripción	Unid.	N° de veces	Volumen o Area	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Total
2	Instalación de faenas	gbl							1
			1					1	1
								Total=	1

**Fuente:** elaboración propia.

### 2.6.4 Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

### 2.6.5 Cronograma de obra

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el mismo .Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Para la planificación y programación del presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático – lógico. En función a este se analizan mediante los métodos PERT (método probabilístico) y CPM (método determinístico).

La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

**CAPÍTULO III**  
**INGENIERÍA**  
**DEL PROYECTO**

## CAPÍTULO III

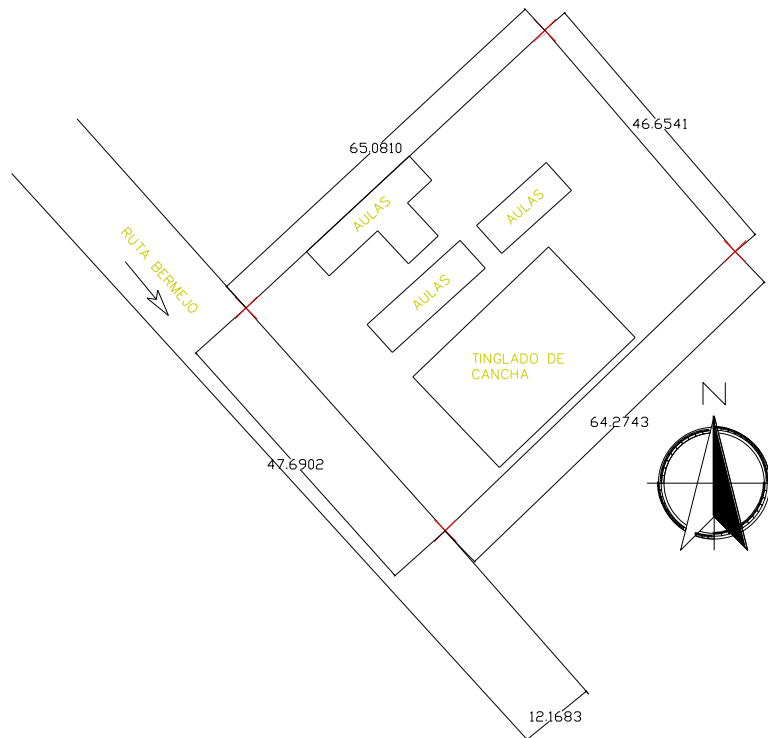
### 3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

En este capítulo se presenta la ingeniería del proyecto: análisis, dimensionamiento y cálculos basados en el capítulo II (marco teórico), aplicando normativas y metodologías mencionadas en dicho capítulo.

#### 3.1 Análisis del levantamiento topográfico

La información obtenida del levantamiento topográfico fue realizada con el equipo respectivo y de manera óptima, el área total del terreno donde se emplazará la nueva edificación es de 2,999.106 m<sup>2</sup>, actualmente consta de una superficie construida de 375.520 m<sup>2</sup> y la nueva construcción tendrá una superficie total construida de 730.576 m<sup>2</sup>, no se presentan desniveles considerables que perjudiquen en el desarrollo de la obra o generen gastos extras. (anexo a-3).

**FIGURA N° 3.1: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL TERRENO**



**Fuente:** Elaboración propia.

### **3.2 Análisis del estudio de suelos**

El correspondiente análisis del estudio de suelos se realizó en el lugar del emplazamiento de la obra, donde se analizó los lugares posibles, donde se realizaron los pozos para el ensayo correspondiente: granulometría, límites de Atterberg, humedad natural, clasificación y desde luego el ensayo de carga directa (SPT) (anexo A-4), en total tres pozos, la excavación de los pozos se realizó de forma manual.

**El pozo N° 1: Suelo arena-limosa con más del 12% de finos pasantes del tamiz N°200; sin plasticidad o plasticidad baja (SUCCS: SM) (AASHTO: A-4).**

Con una resistencia admisible de  $1.320 \text{ kg/cm}^2$ , este resultado se obtiene de una profundidad de 2.00 m y una altura penetración de 30 cm.

**El pozo N° 2: Suelo arena-limosa con más del 12% de finos pasantes del tamiz N°200; sin plasticidad o plasticidad baja (SUCCS: SM) (AASHTO: A-4).**

Con una resistencia admisible de  $1.370 \text{ kg/cm}^2$ , este resultado se obtiene de una profundidad de 2.30 m y una altura penetración de 30 cm.

**El pozo N° 3: Suelo arena-limosa con más del 12% de finos pasantes del tamiz N°200; sin plasticidad o plasticidad baja (SUCCS: SM) (AASHTO: A-4).**

Con una resistencia admisible de  $1.51 \text{ kg/cm}^2$ , este resultado se obtiene de una profundidad de 3.00 m y una altura penetración de 30 cm.

**FIGURA N° 3.2: PUNTOS DE ENSAYO DEL S.P.T.**



**Fuente:** Elaboración propia.

Una vez analizando los tres pozos podemos observar que constan con características similares tanto en su estratificación como en su clasificación y en su esfuerzo admisible. La profundidad de fundación establecida para este proyecto es de -2.30 metros, trabajando con un esfuerzo admisible del suelo de  $1.32 \text{ kg/cm}^2$  y viendo dicho esfuerzo permisible se pueden emplear las zapatas aisladas.

### **3.3 Análisis del diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico es importante porque nos ayudara a entender el planteo de la estructura de sustentación, la arquitectura proporcionada por la alcaldía municipal de Padcaya provee espacios de acordes a las exigencias de un colegio secundario.

La nueva infraestructura consta de una planta baja, primera planta y segunda planta, cubierta de calamina galvanizada con estructura metálica, losas alivianadas, zapatas aisladas.

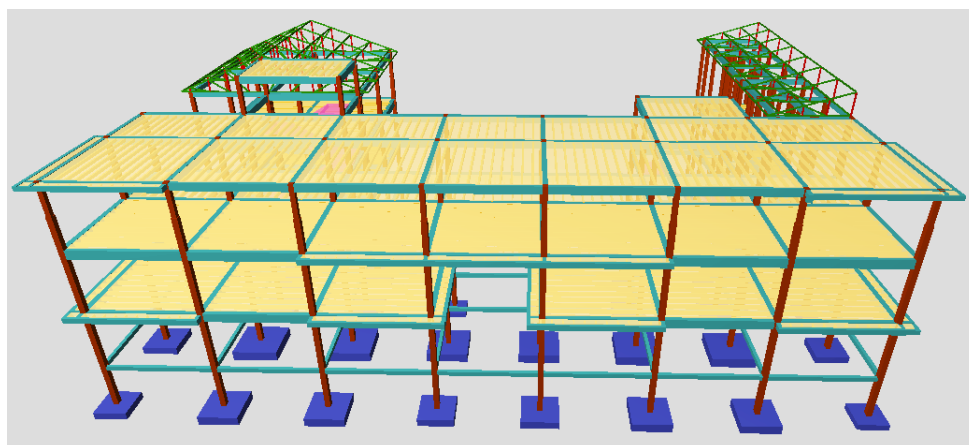
En cuanto a la distribución de espacios el nuevo Colegio secundario cuenta con 7 aulas para la enseñanza educativa, una dirección, secretaria, cocina, dispensario, comedor, kiosco, salón de reuniones, biblioteca, control social psicológico, consultorio médico, control de seguridad,

archivos, laboratorio de física y química, taller de música, taller de computación y un centro de audiciones.

### 3.4 Modelado de la estructura en Cypecad 2017.

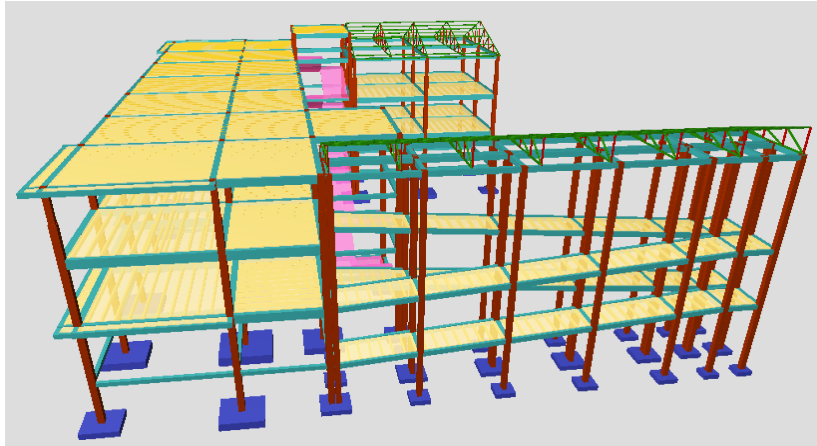
En este apartado se muestra en vista 3D el modelo estructural.

**FIGURA N° 3.3: VISTA FRONTAL DE LA ESTRUCTURA**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

**FIGURA N° 3.4: VISTA LATERAL DE LA ESTRUCTURA**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

### 3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

Para el análisis, cálculo y diseño estructural, la nueva infraestructura fue definida en el perfil del proyecto y como resultado tenemos lo siguiente:

#### 3.5.1 Estructura de sustentación de cubierta

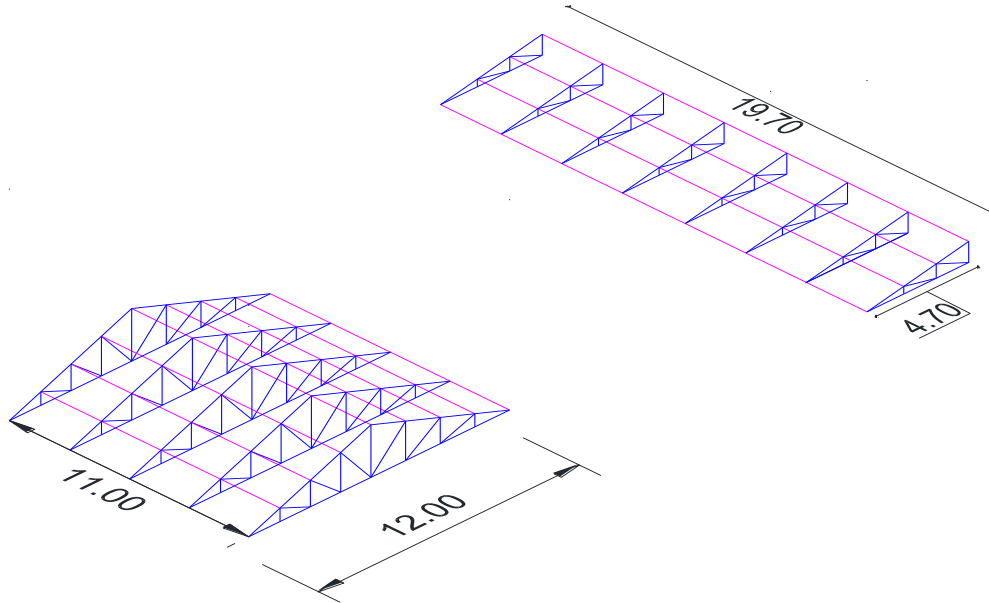
El diseño de la estructura de sustentación de la cubierta consta de los siguientes pasos:



Selección del tipo de cercha.

La selección de la cercha está de acuerdo a la luz a cubrir y a la pendiente de la cubierta, que está en función al tipo de material de cubierta.

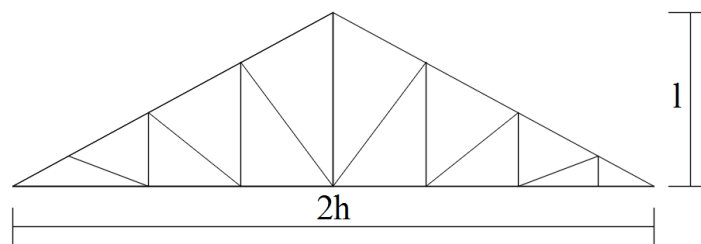
**FIGURA N° 3.5: VISTA DE LA CUBIERTA**



**Fuente:** Elaboración propia.

Analizando la luz más larga a cubrir de 12.00 m podemos adoptar la cercha tipo Howe, que es la mejor adecuada para luces grandes, ya que son más rígidas por la disposición de sus elementos. La altura de la cubierta es de 2.30 m, con sus respectivas pendientes y también en el diseño de la cubierta se tiene una luz de 4.70 m a cubrir que se realizará una cercha tipo diente de sierra, con una altura de 1.4 m, que es recomendable usar en luces de 4-8 m.

**FIGURA N° 3.6: CERCHA TIPO HOWE**



**Fuente:** Manual de diseño para maderas del Grupo Andino.

Luces recomendadas = 6 – 12 m o más (con más paños).

Tipo de acero a utilizar:

Para el diseño de la estructura se utilizará el acero con las siguientes características:

Acero ASTM A-36

$F_y = 2,500 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo mínimo de fluencia.

$F_u = 4,100 \text{ kg/cm}^2$  esfuerzo mínimo de tensión.

$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  módulo de elasticidad.

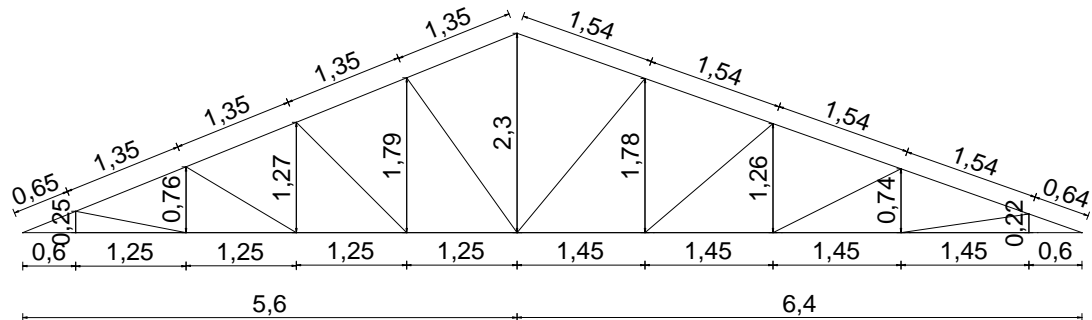
Se dispondrá de este tipo de acero porque es el que se puede encontrar en nuestro medio.

Para el cálculo de la cercha se idealizará de tal forma que la misma trabaje en compresión o en tracción. Esto se logra colocando las correas en cada nudo de la cercha, para que las cargas se traspasen como cargas puntuales a la misma.

### Diseño de correas.

Para el diseño de las correas se tomó en cuenta la situación más crítica de toda la cubierta con fines de uniformizar los elementos de la misma.

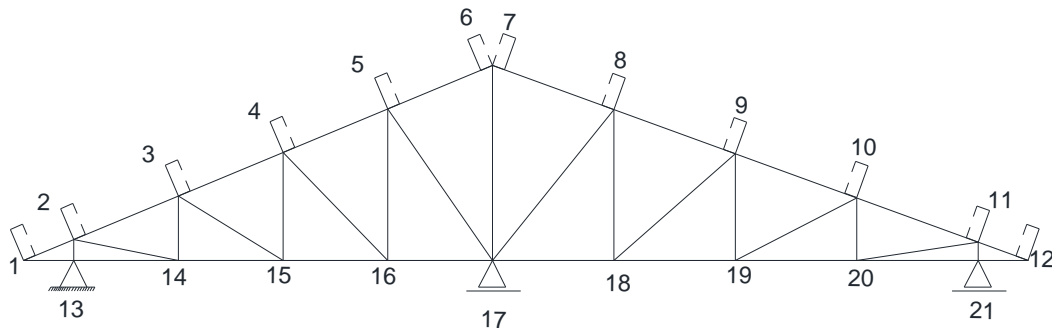
**FIGURA N° 3.7: CARACTERÍSTICAS DE LA CERCHA TIPO HOWE**



Fuente: Elaboración propia.

Disposición de correas:

**FIGURA N° 3.8: DISPOSICIÓN DE CORREAS EN LA CERCHA**



Fuente: Elaboración propia.

Longitud de las correas  $L = 2.750$  m

Ángulo de inclinación de la cubierta =  $22.330^\circ$

Análisis de cargas:

Las cargas a considerar en el diseño de la cubierta son: cargas permanentes y cargas variables.

Cargas Permanentes:

Material de cubierta: calamina galvanizada.

**CUADRO N° 3.1: CARACTERÍSTICAS DE LA CALAMINA N°26**

CALIBRE		DIMENSIONES		PESO
N°	mm	Ancho (m)	Largo (m)	Kg/m <sup>2</sup>
26	0.450	1	variable	4.22

**Fuente:** Structural Steel solutions-Bolivia.

Para el cálculo de la cubierta se asumirá  $5 \text{ kg/m}^2$  como peso de la calamina.

Se decide utilizar calamina N° 26 por su espesor de la misma que garantiza mayor resistencia al golpe del granizo.

**CUADRO N° 3.2: CARGAS ACTUANTES EN LOS NUDOS DEBIDO A LA CARGA DE LA CALAMINA**

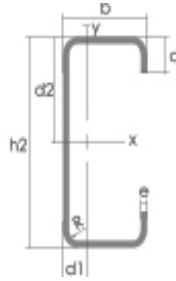
Nudo	peso calamina	longitud de influencia	peso en el nudo
	kg/m <sup>2</sup>	m	kg/m
1	5	0.325	1.630
2	5	1.00	5.000
3	5	1.350	6.750
4	5	1.350	6.750
5	5	1.350	6.750
6	5	0.675	3.380
7	5	0.770	3.850
8	5	1.540	7.700
9	5	1.540	7.700
10	5	1.540	7.700
11	5	1.090	5.450
12	5	0.320	1.600

**Fuente:** Elaboración propia.

Peso propio de la correa a emplear: perfil costanera:

Designación: 100x50x15x3 mm.

**FIGURA N° 3.9: PERFIL COSTANERA 100x50x15x3 mm**



**Fuente:** Diseño de estructuras de Acero. Marc Cormac. 5° edición.

**CUADRO N° 3.3: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL COSTANERA 100x50x15x3mm**

DIMENSIONES				AREA	PESO	MOMENTO DE INERCIA		RADIO DE GIRO		MODULO RESISTENTE	
h2	D	c	e			Ix	Iy	rx	ry	wx	wy
mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
<b>100</b>	50	15	3	6.31	4.95	97.760	19.740	3.970	1.780	19.550	6.110

**Fuente:** Enabolco-Empresa Nacional Boliviana Constructora.

Cargas variables: Q

Carga de mantenimiento= 95 kg/m<sup>2</sup>

**CUADRO N° 3.4: CARGAS EN LOS NUDOS DEBIDO A LA CARGA DE MANTENIMIENTO**

Nudo	peso calamina	longitud de influencia	peso en el nudo
	kg/m <sup>2</sup>	m	kg/m
<b>1</b>	95	0.325	30.875
<b>2</b>	95	1	95.000
<b>3</b>	95	1.350	128.250
<b>4</b>	95	1.350	128.250
<b>5</b>	95	1.350	128.250
<b>6</b>	95	0.675	64.125
<b>7</b>	95	0.770	73.150
<b>8</b>	95	1.540	146.300
<b>9</b>	95	1.540	146.300
<b>10</b>	95	1.540	146.300
<b>11</b>	95	1.090	103.550
<b>12</b>	95	0.320	30.400

**Fuente:** Elaboración propia.

Carga de viento: W

La carga de viento está dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{16} \cdot C \cdot V^2$$

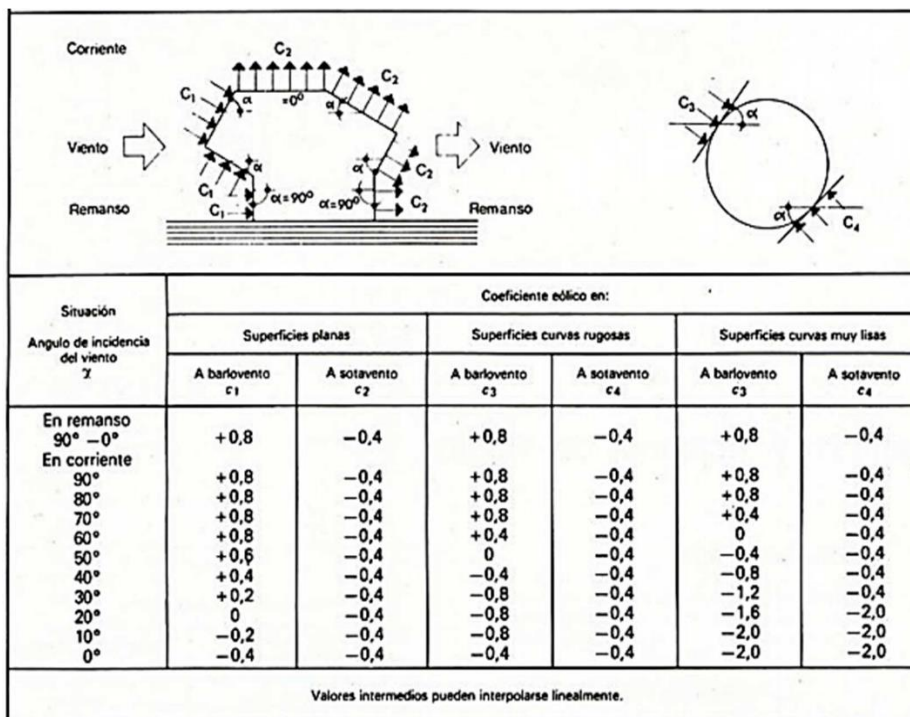
Dónde:

P = Presión del viento (kg/m<sup>2</sup>).

C = coeficiente eólico.

V = velocidad del viento (m/s).

**FIGURA N° 3.10: COEFICIENTES EÓLICOS DE SOBRECARGA**



**Fuente:** NBE-AE/88 Acciones en la edificación.

Para un ángulo de inclinación de 22.33° tenemos:

$$\text{Barlovento } c_1 = 0.047$$

$$\text{Sotavento } c_2 = -0.4000$$

Para el diseño de la estructura de sustentación de la cubierta tomaremos en cuenta solo la carga de barlovento porque es la que genera presión en la misma.

Para una velocidad máxima histórica generada de 131.600 km/h = 36.556 m/s (fuente SENAMHI-Estación Bermejo-Aeropuerto Tarija) tenemos:

$$P = \frac{1}{16} \cdot 0.047 \cdot 36.556^2$$

$$P = 3.926 \text{ kg/m}^2$$

**CUADRO N° 3.5: CARGAS EN LOS NUDOS DEBIDO A LA CARGA DE VIENTO**

Nudo	Presión del viento	longitud de influencia	peso en el nudo
	kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kg/m
1	3.926	0.325	1.276
2	3.926	1.000	3.926
3	3.926	1.350	5.299
4	3.926	1.350	5.299
5	3.926	1.350	5.299
6	3.926	0.675	2.650

Hipótesis de cargas:

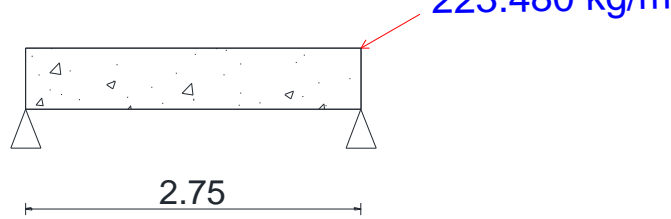
Total de cargas		
carga muerta	11.700	kg/m
sobre carga de uso	128.250	kg/m
carga de viento	5.299	kg/m

**CUADRO N° 3.6: COMBINACIÓN DE CARGAS METODO LRFD**

Combinación de carga	carga muerta D	CARGA SOBRE TECHO Lr	carga de viento W	Carga crítica U
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
U=1.4D				16.380
U=1.2D+0.5Lr				78.170
U=1.2D+1.6Lr+0.8W	11.700	128.250	1.748	223.480
U=1.2D+0.5Lr+1.3W				85.050
U=1.2D				14.040
U=0.9D-0.3W				8.940

Por lo tanto la carga para el diseño de la correa va ser 223.480 kg/m.

**FIGURA N° 3.11: IDEALIZACIÓN DE LA CORREA**  
223.480 kg/m



**Fuente:** Elaboración propia.

**Análisis estructural:**

Se idealiza la correa como una viga simplemente apoyada, cuyos efectos máximos se usaran para el diseño de la misma y las reacciones generadas en los apoyos serán transmitidas como carga puntual a cada nudo de la cercha.

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 211.260 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V = \frac{q \cdot L}{2} = 307.280 \text{ kg}$$

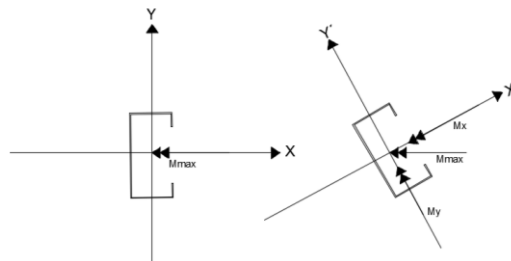
Diseño:

El perfil seleccionado es el COSTANERA 100x50x15x3 mm con las siguientes características ya mencionadas.

Se diseñara las correas mediante el método de flexión asimétrica verificando que los esfuerzos generados por las cargas se encuentren en la zona elástica de tal modo que no se superen el límite de fluencia del material y a su vez la verificación de la flecha máxima de la sección.

Verificación de los esfuerzos máximos:

**FIGURA N° 3.12: CORREAS ACTUANTES EN FLEXIÓN ASIMÉTRICA**



**Fuente:** Resistencia de materiales, Timoshenko. 5° edición.

Los momentos en cada dirección están dados por:

$$M_x = M_{\max} \cdot \cos (22.33^\circ) = 195.420 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_y = M_{\max} \cdot \text{sen} (22.33^\circ) = 80.270 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Los esfuerzos máximos generados en cada dirección son:

$$\text{En la dirección Y'} \quad \sigma_{\max} = \frac{M_x \cdot c}{I_x} = \frac{M_x}{W_x} = 9'995,701.230 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{En la dirección X'} \quad \sigma_{\max} = \frac{M_y \cdot c}{I_y} = \frac{M_y}{W_y} = 13'136,740.050 \text{ kg/m}^2$$

Límite de fluencia del material es igual a:

$$F_y = 25'000,000 \text{ kg/m}^2$$

1.150 factor de seguridad para el Acero.

$$\sigma_{\text{adm}} = 21'739,130.430 \text{ kg/m}^2$$

Donde podemos observar que en ninguno de los dos sentidos el valor del esfuerzo máximo generado por las cargas sobrepasa el límite de fluencia por lo que se garantiza que trabaja en la zona elástica del material.

$$\begin{array}{l} \sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\max} \\ 21'739,130.43 \text{ kg/m}^2 > \begin{array}{l} 9'995,701.230 \text{ kg/m}^2 \\ 13'136,740.050 \text{ kg/m}^2 \end{array} \quad \text{cumple} \end{array}$$

Verificación de la flecha máxima generada:

$$f_{\text{adm}} > \frac{L}{300} = 0.00917 \text{ m} = 0.917 \text{ cm}$$

Deflexión admisible para vigas que soportan cargas permanentes y variables en las cuales no tienen construidos muros o tabiques encima.

Se procede a verificar la deflexión máxima.

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot Q_y \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x}$$

$$Q_y = q \cdot \cos(22.33^\circ) = 206.721 \text{ kg/m}$$

$$f_{\max} = 0.0074 \text{ m} = 0.740 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} > f_{\max}$$

$$0.00917 \text{ m} > 0.0074 \text{ m}$$

cumple

$$0.917 \text{ cm} > 0.740 \text{ cm}$$

cumple

Por lo tanto se usará para las correas:

**PERFIL COSTANERA.....100x50x15x3 mm.**

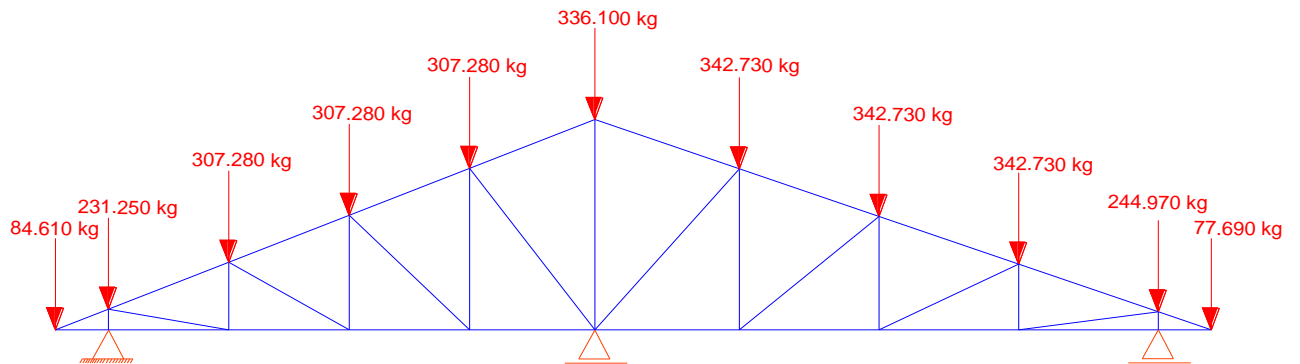


### Diseño de la cercha:

De la forma que se idealizó la cercha, las correas transmiten las cargas actuantes en la cubierta como una fuerza puntual a los nudos de la misma.

Cargas transmitidas por las correas.

**FIGURA N° 3.13: CARGAS TRANSMITIDAS POR LAS CORREAS A LOS NUDOS DE LA CERCHA**

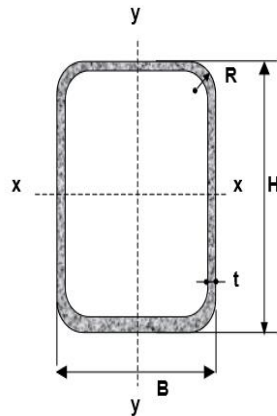


Fuente: Elaboración propia.

Peso propio de la estructura:

El perfil seleccionado para el diseño de las cerchas es el Tubular 150x50x2 mm.

**FIGURA N° 3.14: PERFIL TUBULAR 150x50x2 mm**



Fuente: Diseño de estructuras de Acero. McCormac. 5° edición.

**CUADRO N° 3.7: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL TUBULAR 150x50x2 mm**

DIMENSIONES			AREA	PESO	MOMENTO DE INERCIA		RADIO DE GIRO	
H	B	t			Ix	Iy	rx	ry
mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm
150	50	2	5.74	6.17	37.17	207.45	2.545	6.012

**Fuente:** Enabolco-Empresa Nacional Boliviana Constructora.

De donde tenemos:

Peso propio del cielo falso de placas drywall + estructura metálica de (fuente especificaciones SINERGY).

Peso del cielo falso= 25 kg/m<sup>2</sup>

**CUADRO N° 3.8: CARGAS EN LOS NUDOS DEBIDO AL CIELO FALSO**

Nudo	peso cielo falso	área de influencia	peso en el nudo
	kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kg
13	25	1.719	42.975
14	25	3.438	85.950
15	25	3.438	85.950
16	25	3.438	85.950
17	25	3.713	92.825
18	25	3.988	99.700
19	25	3.988	99.700
20	25	3.988	99.700
21	25	2.000	50.000

**Fuente:** Elaboración Propia.

Entonces tenemos:

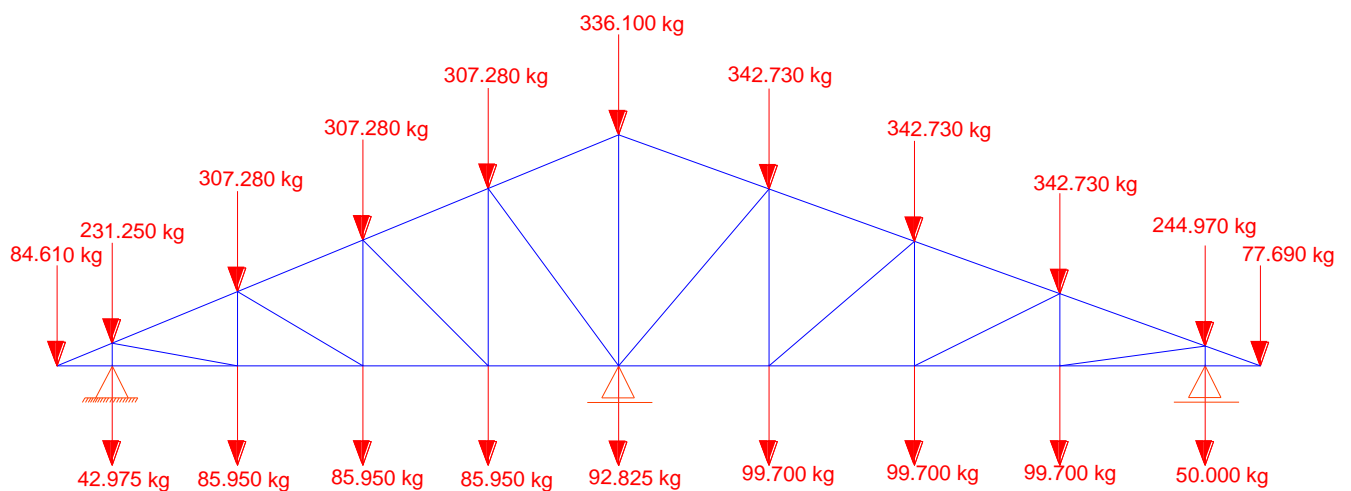
**CUADRO N° 3.9: CARGA TOTAL EN LOS NUDOS DE LA CERCHA**

Nudo	peso cielo falso	trasmisión de carga de correa	Total
	kg	kg	kg
1	0.000	84.610	84.610
2	0.000	231.250	231.250

3	0.000	307.280	307.280
4	0.000	307.280	307.280
5	0.000	307.280	307.280
6	0.000	160.650	160.650
7	0.000	175.450	175.450
8	0.000	342.730	342.730
9	0.000	342.730	342.730
10	0.000	342.730	342.730
11	0.000	244.970	244.970
12	0.000	77.690	77.690
13	42.975	0.000	42.975
14	85.975	0.000	85.950
15	85.975	0.000	85.950
16	85.975	0.000	85.950
17	92.825	0.000	92.825
18	99.700	0.000	99.700
19	99.700	0.000	99.700
20	99.700	0.000	99.700
21	50.000	0.000	50.000

Fuente: Elaboración Propia.

**FIGURA N° 3.15: CARGA TOTAL ACTUANTE EN LA CERCHA**



Fuente: Elaboración propia.

Calculando las fuerzas internas tenemos:

**CUADRO N° 3.10: FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS DE LA CERCHA**

ELEMENTOS DE CERCHA							
elemento	Longitud (m)	F.I. (kg)	Descripción	elemento	Longitud (m)	F.I. (kg)	Descripción
A	0.649	237	Tracción	S	1.450	128	Tracción
B	1.351	-729	Compresión	T	0.600	-157	Compresión
C	1.351	-228	Compresión	U	0.246	-788	Compresión
D	1.351	644	Tracción	V	0.760	-46	Compresión
E	1.351	1582	Tracción	W	1.273	369	Tracción
F	1.541	1567	Tracción	X	1.787	696	Tracción
G	1.541	360	Tracción	Y	2.300	-1310	Compresión
H	1.541	-757	Compresión	Z	1.779	780	Tracción
I	1.541	-1356	Compresión	A1	1.258	406	Tracción
J	0.638	172	Tracción	B1	0.737	-64	Compresión
K	0.600	-218	Compresión	C1	0.216	-960	Compresión
L	1.250	-33	Compresión	D1	1.274	735	Tracción
M	1.250	465	Tracción	E1	1.463	-548	Compresión
N	1.250	126	Tracción	F1	1.784	-995	Compresión
O	1.250	-630	Compresión	G1	2.181	-1263	Compresión
P	1.450	-365	Compresión	H1	2.295	-1524	Compresión
Q	1.450	450	Tracción	I1	1.920	-1224	Compresión
R	1.450	876	Tracción	J1	1.626	-668	Compresión
				K1	1.466	1115	Tracción

**Fuente:** Elaboración propia.

Acero a utilizar es ASTM A-36.

$$F_y = 25'000,000 \text{ kg/m}^2$$

$$F_u = 41'000,000 \text{ kg/m}^2$$

Utilizando un factor de seguridad de 1.150 para el acero estructural:

$$F_y' = 21'739,130.430 \text{ kg/m}^2$$

$$F_u' = 35'652,173.910 \text{ kg/m}^2$$

Para fines de uniformizar la cercha, dimensionaremos los elementos con los valores más críticos tanto en tracción como en compresión.

Diseño estructural de los elementos.

**CUADRO N° 3.11: ELEMENTOS CON MAYOR SOLICITACIÓN A DISEÑAR**

ELEMENTO	LONG (m)	F.I (kg)	Descripción
<b>E</b>	1.351	1582	Tracción
<b>H1</b>	2.295	-1524	Compresión

**Fuente:** Elaboración propia.

**Diseño del elemento E (tracción).**

Para el diseño de la sección sometida a tracción el perfil seleccionado debe cumplir las siguientes condiciones básicas para asegurar la resistencia, ductilidad y estabilidad de los mismos:

1.- capacidad resistente.- debe cumplir las siguientes condiciones:

Cedencia de la sección en el área real.

$$N_1 = F_y \cdot A \geq P_u$$

$$21'739,130.430 \cdot 5.74 \times 10^{-4} \geq 12478.261 \text{ kg}$$

$$12478.261 \text{ kg} \geq 1582 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

Fractura de la sección del área efectiva.

$$N_1 = F_u \cdot A_e \geq P_u$$

$$35'652,173.910 \cdot 5.74 \times 10^{-4} \geq 20464.348 \text{ kg}$$

$$20464.348 \text{ kg} \geq 1582 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

2.- Esbeltez Limitada.- la esbeltez máxima de los miembros solicitados por tracción axial, deben cumplir la relación:

$$\lambda = \frac{L}{r} \leq 300$$

$$\lambda = \frac{1.351}{0.060} \leq 300$$

$$\lambda = 22.473 \leq 300 \quad \text{cumple}$$

3.- Deformación compatible.- como se trabaja con un mismo material en toda la estructura las deformaciones serán compatibles quedando así las deformaciones:

$$\Delta_L = \frac{P \cdot L}{E \cdot A}$$

$$\Delta_L = \frac{1582 \cdot 1.351}{2.1 \times 10^{10} \cdot 0.000574} = 1.773 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

### Diseño del elemento H1 (compresión).

Cálculo de la longitud efectiva:

Longitud del elemento = 2.295 m

Coefficiente de longitud  $K = 1.000$

$$l = K \cdot L = 1.000 \cdot 2.295 = 2.295 \text{ m}$$

Esbeltez máxima:

$$\lambda_{\max} = \frac{K \cdot l}{r_{\min}} < 200$$
$$\lambda_{\max} = \frac{1.000 \cdot 2.295}{0.060} < 200$$
$$38.175 < 200 \quad \text{cumple}$$

Definición de la frontera entre columna elástica e inelástica.-

$$\lambda_c = \frac{K \cdot l}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$
$$\lambda_c = 0.391 < 1.500$$

Por lo tanto corresponde a la siguiente relación para el esfuerzo crítico:

$$F_{\text{crit}} = 0,658^{\lambda_c^2} \cdot F_y \text{ ----- para } \lambda_c < 1.500$$

$$F_{\text{crit}} = 0.6580^{0.391^2} \cdot 21'739,130.430$$

$$F_{\text{crit}} = 15'671,336.700 \text{ kg/m}^2$$

Resistencia normal a la compresión:

$$P_n = F_{\text{crit}} \cdot A$$

$$P_n = 15'671,336.700 \cdot 0.000574 = 8,995.347 \text{ kg}$$

Verificación de la carga solicitada.- La condición que debe cumplir es:

$$P_n \geq P_u \text{ (solicitada)}$$

$$8,995.347 \text{ kg} \geq - 1224 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

Resultados del dimensionamiento para las cerchas:

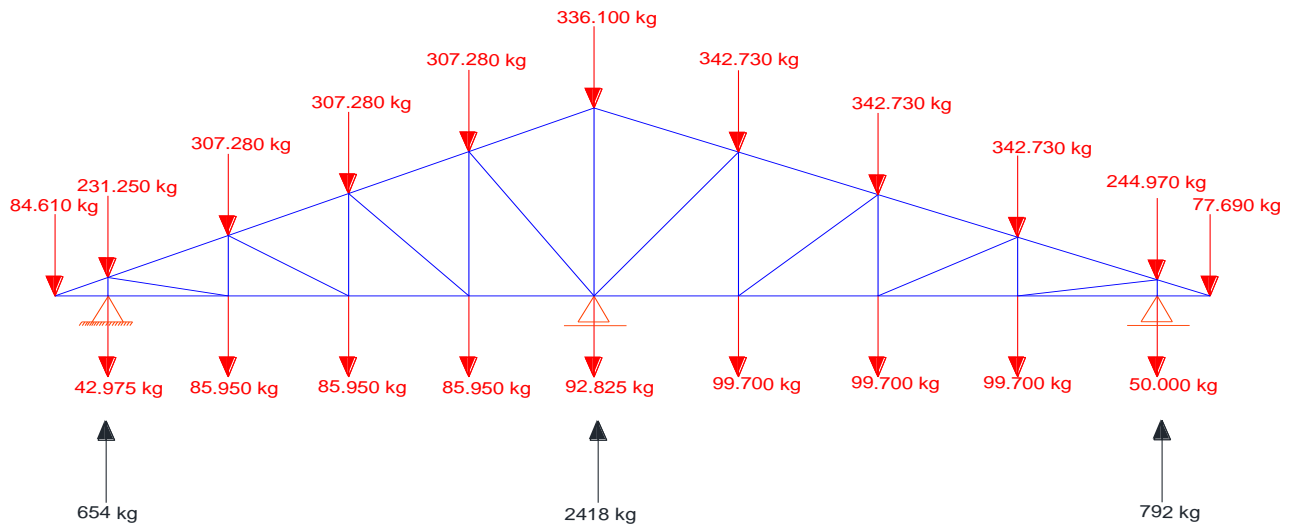
**CUADRO N° 3.12: RESULTADO DE LOS ELEMENTOS DE LA CERCHA**

ELEMENTOS	F.I.	SERCCIÓN	PERFIL
cordón superior	Comp.	rectangular	150x50x2
cordón inferior	Tracc.	rectangular	150x50x2
montantes	Comp.	rectangular	150x50x2
diagonales	Tracc.	rectangular	150x50x2

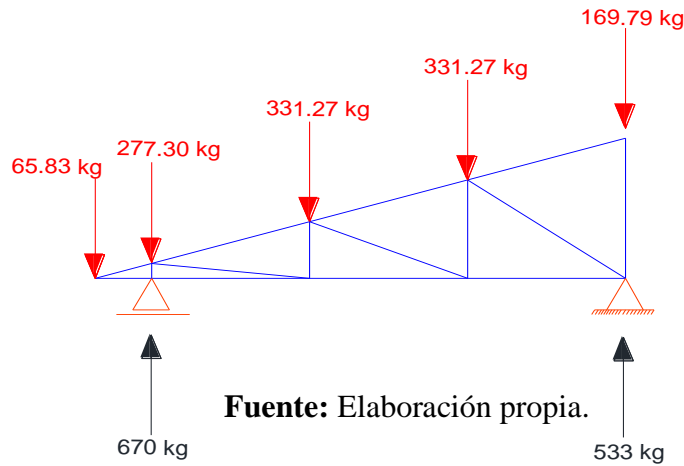
Fuente: Elaboración propia.

**FIGURA N° 3.16: REACCIONES GENERADAS EN LOS TIPOS DE CERCHAS**

**Cercha tipo 1**



**Cercha tipo 2**



**Fuente:** Elaboración propia.

**Diseño de uniones**

Las uniones de los elementos de las cerchas se las realizara mediante soldadura, para ser más específico será la soldadura del tipo de ranura de penetración completa, en forma de V simple, para así garantizar las mismas.

Para acero A-36

$$F_y = 2,500 \text{ kg/cm}^2 < 2,900 \text{ kg/cm}^2$$

Para el material base de acero A-36 se recomiendan que se utilice electrodos E60xx que comúnmente se usan para aceros con valores de  $F_y$  entre 36 y 60 Ksi, utilizándose así para

unir material delgado aproximadamente hasta de 5/16 plg (7,9 mm) de espesor, siendo de esas características el material empleado en el diseño de las cerchas.

Por lo que, las uniones de las cerchas se realizarán por soldadura de fusión, empleando la soldadura de arco, con el tipo de soldadura en V simple, todo con electrodos E60xx.

**FIGURA N° 3.17: SOLDADURA EN V, DE PENETRACIÓN COMPLETA**



**Fuente:** Diseño de estructuras de Acero. McCormac. 5° edición.

### Diseño de la placa de apoyo

Cuando las barras metálicas se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el hormigón, la carga se transmite a través de la placa de acero que está ligada a la columna con pernos.

Área de la placa base: la resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base casi cubre toda el área de la columna esta resistencia es igual a  $\phi_c$  (0.65 por aplastamiento del concreto)

Multiplicada por la resistencia nominal del concreto  $0.85 \cdot f_c \cdot A$ .

Para el diseño de placa tenemos los siguientes datos:

Perfil rectangular 150x50x2 mm.

Resistencia a compresión  $f_{ck}=255 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de la placa base  $f_{yd}=2530 \text{ kg/cm}^2$

Carga axial última  $P_u=2,418 \text{ kg}$

Área requerida

$$A_{\text{req}} = \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0.85 \cdot f_c} = \frac{2,418}{0.65 \cdot 0.85 \cdot 255} = 17.163 \text{ cm}^2$$

Las placas de apoyo que asumiremos será de 20 cm x 20 cm puesto que la viga en la que se apoyarán las cerchas son de 20 cm de ancho y el área requerida es mucho menor que el área de apoyo del perfil.



$$B \cdot N = 20 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$$

Área de la placa cubrirá toda el área del concreto.

$$A1 = A2 = 400 \text{ cm}^2$$

Espesor de la placa

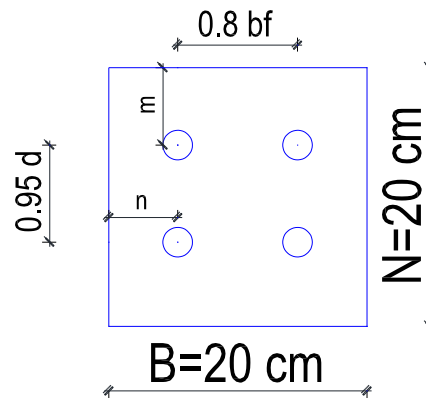
$$P_U \leq \phi P_P$$

$$\phi P_P = \phi_C \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot A1 \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}} = 0.65 \cdot 0.85 \cdot 255 \cdot 400 \cdot \sqrt{\frac{400}{400}} = 56355 \text{ kg}$$

$$2,418 \leq 5,6355 \text{ CUMPLE}$$

Espesor mínimo requerido para la placa

**FIGURA N° 3.18: DISEÑO DE LA PLACA DE APOYO**



**Fuente:** Diseño de estructuras de Acero. McCormac. 5° edición.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{20 - 0.95 \cdot 5}{2} = 7.625 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2} = \frac{20 - 0.8 \cdot 10}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$t = m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_U}{\phi_f \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 7.625 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 2,418}{0.95 \cdot 2,530 \cdot 20 \cdot 20}} = 0.541 \text{ cm}$$

$$t = n \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_U}{\phi_f \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 6 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 2,418}{0.95 \cdot 2,530 \cdot 20 \cdot 20}} = 0.426 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espesor de la placa es:

$$t=0.541 \text{ cm constructivamente } t=1/4 \text{ in} = 0.635 \text{ cm}$$

### **Pernos de anclaje**

$T_u = 2,418 \text{ Kg} = 5.331 \text{ Kips}$  Fuerza axial sobre la placa

$\phi_t = 0.75$  Factor de resistencia (Según tabla 3.2 de McCormac)

$f^c = 2.55 \text{ ksi}$  Resistencia característica del H°

$F_u = 58 \text{ ksi}$  Esfuerzo ultimo de ruptura

Calculo del área del perno de anclaje

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 \cdot \phi_t \cdot F_u} = \frac{5.331}{0.75 \cdot 0.75 \cdot 58} = 0.163 \text{ in}^2$$

Para cuatro pernos:

$$A_p = \frac{0.163}{4} = 0.041 \text{ in}^2$$

Diámetro del perno

$$d = \sqrt{\frac{A_p \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0.041 \cdot 4}{\pi}} = 0.228 \text{ in Adoptamos un } d = 0.500 \text{ in}$$

Según la normativa ASIC LRFD 2005 para el diseño de pernos de anclaje se debe considerar algunas consideraciones tales como las distancias mínimas que se deben embeber o anclar los pernos propuestos por los autores Shipp y Haninger según las siguientes tablas:

<b>Bolt Type, Material</b>	<b>Minimum Embedded Length</b>	<b>Minimum Embedded Edge Distance</b>
<b>A307, A36</b>	<b>12 d</b>	<b>5 d &gt; 4 in.</b>
<b>A325, A449</b>	<b>17 d</b>	<b>7 d &gt; 4 in.</b>

### Longitud mínima

Para  $d=1/2$  in

A36	12d =	6,00	in
	5d =	2,50	in

A325	17d =	8,50	in
	7d =	3,50	in

Finalmente adoptamos una longitud de anclaje de 6 in

Constructivamente y en favor de la seguridad asumimos una  $L= 20$  cm

Como resultado final tenemos: 4 pernos de  $\varnothing 1.270$  cm y una longitud de 20 cm de anclaje a la viga o columna.

### 3.5.2 Análisis de la estructura de sustentación de la edificación

El diseño estructural estará de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales ya establecidos.

#### 3.5.2.1 Materiales

El cálculo se realizará con los siguientes datos:

##### 3.5.2.1.1 Hormigón

Elementos	Hormigón	$f_{ck}$ (Kg/m <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	$E_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Todos</b>	H-25, control normal	250	1.50	305810

Vida útil del proyecto: 50 años, edificios, viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja a media.

##### 3.5.2.1.2 Acero estructural

Elementos	Acero	$f_{yk}$ (Kg/m <sup>2</sup> )	$\gamma_s$
<b>Todos</b>	AH-500, control normal	5000	1.15

### 3.5.2.2 Recubrimientos utilizados en el cálculo

RECUBRIMIENTOS	
Vigas	2.5 cm
Pilares	2.5 cm
Forjados de viguetas	2.0 cm
Escaleras	3.0 cm
Zapatas	5.0 cm

### 3.5.2.3 Análisis de cargas

Para la determinación de cargas actuantes se analizaron los usos de los ambientes, los materiales de acabado y el peso propio de la estructura.

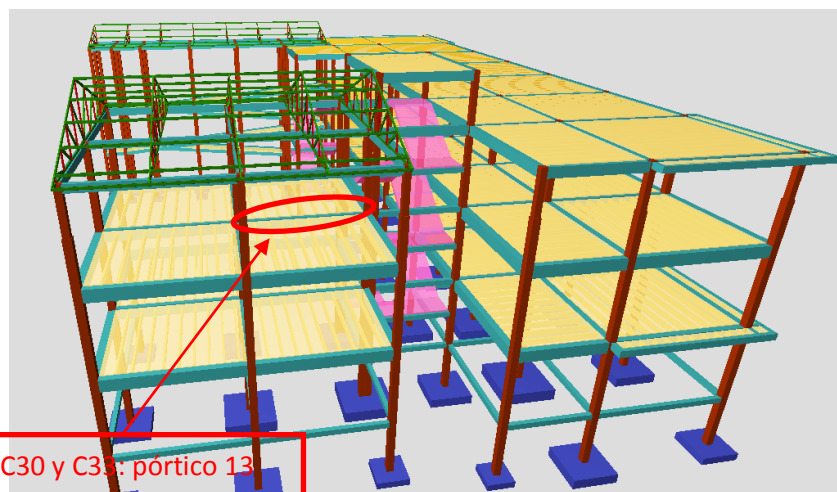
Las cargas tomadas en cuenta en el diseño son:

- El peso transmitido por la cubierta.
- Peso propio de la estructura (calculado automáticamente por el paquete estructural)
- Cargas muertas (anexo A-6)
- Sobre carga de uso (Apartado 4.4.2 NB 1225002)

### 3.5.2.4 Cálculo de la viga de hormigón armado

Para realizar la verificación de la sección, como de la armadura calculada por el programa, realizaremos un cálculo manual de la viga más comprometida en cuanto a solicitaciones de carga. En nuestro caso será la viga de la segunda planta, pórtico 13 entre los pilares C30 y C33.

**FIGURA N° 3.19: VIGA SELECCIONADA PARA EL ANÁLISIS**

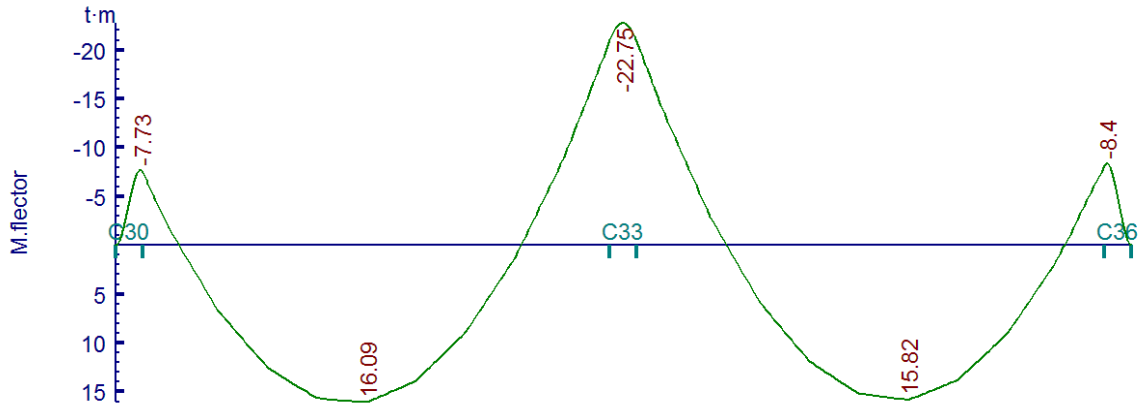


2da planta Viga entre C30 y C33: pórtico 13

**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Para el cual los efectos máximos generados son los siguientes:

**FIGURA N° 3.20: ENVOLVENTES MOMENTOS (t.m)**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Datos:

$$M_d = 1'609,000 \text{ kg.cm}$$

Momento máximo (positivo)

$$b_w = 0.300 \text{ m}$$

Ancho de la pieza

$$h = 0.500 \text{ m}$$

Altura total de la pieza.

$$r = 2.500 \text{ cm}$$

$$d = 47.500 \text{ cm}$$

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$ , resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250}{1.50} = 166.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1.150} = 4,347.826 \text{ kg/cm}^2$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1'609,000}{30 \cdot 47.500^2 \cdot 166.667} = 0.142$$

$$\mu_{lim} = 0.3190 \text{ para AE 500 (cuadro n}^\circ \text{ 2.10)}$$

$0.142 < 0.3190$  La pieza no necesita armadura en compresión.

Con el valor del momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ), determinamos la cuantía mecánica

( $w_s$ ), para determinar el área de acero a tracción necesaria: (cuadro n° 2.9)

$$\mu_d = 0.142 \rightarrow w = 0.157$$

Área necesaria de acero:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.157 \cdot 30 \cdot 47.500 \cdot \frac{166.667}{4.347.826}$$

$$A_s = 8.576 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza para vigas con armadura en tracción.

$$w_{smin} = 0.0028 \quad (\text{cuadro n}^\circ 2.10).$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \cdot 47.500$$

$$A_{smin} = 3.990 \text{ cm}^2$$

Para el dimensionamiento de la armadura en tracción tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 8.576 \text{ cm}^2.$$

Obtención del diámetro y número de fierros para  $A_s$  positiva en la viga:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
12	1.131	7.583	8
16	2.011	4.264	5
20	3.142	2.729	3
25	4.909	1.747	2

**Se utilizará 5Ø16**

Área real:

$$A_s \text{ Ø16mm} = 5 \cdot 2.011 = 10.055 \text{ cm}^2$$

$$10.055 \text{ cm}^2 > 8.253 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Cálculo de la armadura longitudinal superior a compresión:

Como la pieza no requiere armadura a compresión, constructivamente se colocará armadura mínima. Por lo tanto:

**Se utilizará 2Ø10**

Disposición de barras

$$\text{Espacio libre} = b_w - 2r = 30 - 2 \cdot 2.5 = 25 \text{ cm}$$

$$e = \frac{\text{Espacio libre} - \text{Ø(cm)} \cdot \text{N}^\circ \text{ de barras completas}}{\text{Espacios entre barras}} = \frac{25 - 1.6 \cdot 4}{4}$$

$$e = 4.65 \text{ cm} > 2 \text{ cm} \quad \text{cumple}$$

**Cálculo de la armadura negativa en la columna C30 (refuerzo por momento negativo en apoyo).**

Datos:

$$M_{\max(-)} \text{ C30} = -7.730 \text{ t.m} \quad (\text{Momento máximo negativo generado en el apoyo C30})$$

Momento reducido de cálculo:

$$M_d = 773,000 \text{ kg.cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{773,000}{30 \cdot 47.500^2 \cdot 166.667} = 0.068$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0.3190 \text{ ----- } 0.068 < 0.3190$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ), determinamos la cuantía mecánica ( $w$ ), para determinar la armadura necesaria en el refuerzo generado por el momento negativo en el apoyo C30:

$$\mu_d = 0.068 \rightarrow w = 0.072 \text{ (Interpolado)}$$

$$A_s = W \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.072 \cdot 30 \cdot 47.500 \cdot \frac{166.667}{4.347.826}$$

$$A_s = 3.933 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza, para vigas con armadura en tracción.

$$w_{\text{min}} = 0.0028$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \cdot 47.500$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.990 \text{ cm}^2.$$

Para el dimensionamiento de la armadura negativa de refuerzo, tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 3.990 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y número de barras para  $A_s$  negativo en C30, para la viga:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
12	1.131	3.528	4
16	2.011	1.984	2
20	3.142	1.270	2
25	4.909	0.812	1

**Se utilizará 2 Ø 16**

Área real:

$$A_s \text{ 2 } \varnothing 16 = 2 \cdot 2.011 = 4.022 \text{ cm}^2$$

$$4.022 \text{ cm}^2 > 3.990 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

**Cálculo de la armadura negativa en la columna C33 (refuerzo por momento negativo en apoyo).**

Datos:

$M_{\max(-)} \text{ C33} = -22.750 \text{ t.m}$  (Momento máximo negativo generado en el apoyo C33)

$$M_d = 2'275,000 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2'275,000}{30 \cdot 47.5^2 \cdot 166.667} = 0.201$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0.3190 \text{ ----- } 0.201 < 0.3190$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ), determinamos la cuantía mecánica ( $w$ ), para determinar la armadura necesaria en el refuerzo generado por el momento negativo en el apoyo C33:

$$\mu_d = 0.201 \rightarrow w = 0.234 \text{ (Interpolado)}$$

$$A_s = W \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.234 \cdot 30 \cdot 47.500 \cdot \frac{166.667}{4,347.826}$$

$$A_s = 12.782 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza, para vigas con armadura en tracción.  $w_{smin} = 0.0028$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 30 \cdot 47.500$$

$$A_{smin} = 3.990 \text{ cm}^2.$$

Para el dimensionamiento de la armadura negativa de refuerzo, tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 12.782 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y número de barras para  $A_s$  negativo en C33, para la viga:

$\varnothing$ (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
12	1.131	11.301	12
16	2.011	6.356	7
20	3.142	3.999	4
25	4.909	2.603	3



Se utilizará 4 Ø 20

Área real:

$$As\ 4\ \text{Ø}\ 20 = 12.568\ \text{cm}^2$$

$$12.568\ \text{cm}^2 > 12.566\ \text{m}^2\ \text{ cumple}$$

**Cálculo de Anclaje:**

- **Barras en posición I**

La norma CBH-87 en su punto 12.1.3 dice: La longitud práctica de anclaje, en prolongación recta  $l_b$ , puede calcularse, para las barras corrugadas, mediante las siguientes formulas:

$$l_{b_1} = m \cdot \text{Ø}^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \text{Ø} \geq 15\ \text{cm}$$

**FIGURA N° 3.21: ANCLAJE EN BARRAS CORRUGADAS – POSICIÓN I**



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón CBH-87.

Donde:

Ø = Diámetro de la barra en cm. (1.6 cm)

m = Coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 12.1.3 de CBH-87. (15)

$f_{yk}$  = Limite elástico garantizado del acero en MPa. (500 MPa)

$$l_{b_1} = 15 \cdot 1.600^2 \geq \frac{500}{20} \cdot 1.600 \geq 15\ \text{cm}$$

$$l_{b_1} = 38.400\ \text{cm} \geq 40\ \text{cm} \geq 15\ \text{cm}$$

Pero la terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, permite reducir a longitud neta de anclaje:

$$l_{neta} = 0.700 \cdot l_{b_1} \geq 10 \cdot \text{Ø} \geq 15\ \text{cm}$$

$$l_{neta} = 0.700 \cdot 40 \geq 10 \cdot 1.600 \geq 15\ \text{cm}$$

$$l_{neta} = 28\ \text{cm} \geq 16\ \text{cm} \geq 15\ \text{cm}$$

$$l_{neta\ Posicion\ I} = 28\ \text{cm}$$

- **Barras en posición II**

La norma CBH-87 en su punto 12.1.3 dice: La longitud práctica de anclaje, en prolongación recta  $l_b$ , puede calcularse, para las barras corrugadas, mediante las siguientes fórmulas:

$$l_{bII} = 1.400 \cdot m \cdot \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

**FIGURA N° 3.22: ANCLAJE EN BARRAS CORRUGADAS – POSICIÓN II**



**Fuente:** Norma Boliviana de Hormigón CBH-87.

Donde:

$\varnothing$  = Diámetro de la barra en cm. (1.6 cm)

$m$  = Coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 12.1.3 de CBH-87. (15)

$f_{yk}$  = Limite elástico garantizado del acero en MPa. (500 MPa)

Armadura constructiva

$$l_{bI} = 1.400 \cdot 15 \cdot 1.000^2 \geq \frac{500}{14} \cdot 1.000 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bI} = 21 \text{ cm} \geq 35.714 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

Pero la terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, permite reducir a longitud neta de anclaje:

$$l_{neta} = 0.700 \cdot l_{bII} \geq 10 \cdot \varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta} = 0.700 \cdot 35.714 \geq 10 \cdot 1.000 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta} = 25 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta \text{ Posicion II}} = 25 \text{ cm}$$

Armadura negativa en apoyo (Refuerzo por momento negativo).

$$l_{bI} = 1.400 \cdot 15 \cdot 1.200^2 \geq \frac{500}{14} \cdot 1.200 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bI} = 30.240 \text{ cm} \geq 42.857 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

Pero la terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, permite reducir a longitud neta de anclaje:

$$l_{\text{neta}} = 0.700 \cdot lb_{II} \geq 10 \cdot \varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{\text{neta}} = 0.700 \cdot 42.857 \geq 10 \cdot 1.200 \geq 15 \text{ cm}$$

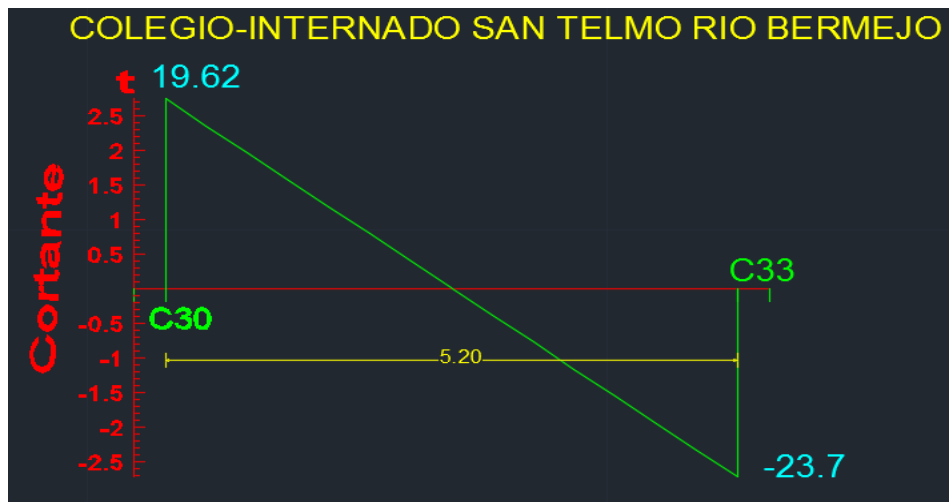
$$l_{\text{neta}} = 30 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{\text{neta Posicion II}} = 30 \text{ cm}$$

Por razones constructivas y a favor de la seguridad se dará una longitud de patilla de 15 cm a todos los elementos.

**Calculo de la armadura transversal de la viga L = 2.570 m**

**FIGURA N° 3.23: ENVOLVENTES CORTANTES (t)**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Armadura transversal en el centro de la viga

$$A_{s\text{min}} = 0.020 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.020 \cdot 30 \cdot 220 \cdot \frac{166.667}{4,347.826}$$

$$A_{s\text{min}} = 5.060 \text{ cm}^2$$

Para la zona la central el cortante es el mínimo o tiende a cero por lo tanto para el armado en la zona central se adoptara el área de acero mínima para la sección:

Para estribos de dos piernas tenemos:

$$A_s = \frac{A_{s\text{min}}}{2} = \frac{5.060}{2} = 2.956 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y número de barras:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	N° de barras	N° de barras adoptado
6	0.283	8.940	9
8	0.503	5.030	6

Adoptando un diámetro de 8 mm tenemos para una longitud de 2.200 m

Espaciamiento =  $2.200/6 = 0.367$  m

Asumiendo un espaciamento de 0.300 m tenemos 8 barras:

Por lo tanto se utilizará:

**Se utilizará 8 Ø8 c/30**

**Armadura transversal en extremo C30. L = 1.250 m a partir de la cara de la columna.**

Del diagrama de cortantes:

$$V_{\text{critico C30}} = 19.620 \text{ t}$$

Condiciones que debe cumplir la viga:

$$V_d = 19,620 \text{ kg}$$

$$f_{vd} = 0.500 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.500 \cdot \sqrt{166.667}$$

$$f_{vd} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.455 \cdot 30 \cdot 47.500$$

$$V_{cu} = 9,198.375 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0.300 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.300 \cdot 166.667 \cdot 30 \cdot 47.5$$

$$V_{ou} = 71,250.142 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou} \text{----- } 9,198.375 \text{ kg} < 19,620 \text{ kg} \leq 71,250.142 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

$V_d$  Debe ser menor o igual que  $V_{ou}$ , y mayor que  $V_{cu}$ , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal. Cumple las condiciones por lo tanto la pieza se mantiene.

Cálculo del área necesaria de acero transversal:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 19,620 - 9,198.375 = 10,421.625 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{10,421.625 \cdot 125}{0.900 \cdot 47.500 \cdot 4,347.826}$$

$$A_{st} = 7.010 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.020 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.020 \cdot 30 \cdot 125 \cdot \frac{166.667}{4,347.826}$$

$$A_{smin} = 2.875 \text{ cm}^2$$

Para la zona afectada por el cortante crítico adoptamos el área de armadura mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_s = 7.010 \text{ cm}^2$$

Para estribos de dos piernas tenemos:

$$A_s = \frac{A_{smin}}{2} = \frac{7.010}{2} = 3.505 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y el número de barras:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
6	0.283	12.385	13
8	0.503	6.968	7

Adoptando un diámetro de 8 mm tenemos para una longitud de 1.250 m

Espaciamiento =  $1.250/8 = 0.164$  m

Asumiendo un espaciamento de 0.150 m tenemos 8 barras:

Por lo tanto se utilizará:

**Se utilizará 8 Ø8 c/15**

**Armadura transversal en extremo C33. L = 1.750 m a partir de la cara de la columna.**

Del diagrama de cortantes:

$$V_{\text{critico C33}} = 23.700 \text{ t}$$

Condiciones que debe cumplir la viga:

$$V_d = 23,700 \text{ kg}$$

$$f_{vd} = 0.500 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.500 \cdot \sqrt{166.667}$$

$$f_{vd} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.455 \cdot 30 \cdot 47.500$$

$$V_{cu} = 9,198.375 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0.300 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.300 \cdot 166.667 \cdot 30 \cdot 47.500$$

$$V_{ou} = 71,250.142 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou} \text{----- } 9,198.375 \text{ kg} < 23,700 \text{ kg} \leq 71,250.142 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

$V_d$  Debe ser menor o igual que  $V_{ou}$ , y mayor que  $V_{cu}$ , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal. Cumple las condiciones por lo tanto la pieza se mantiene.

Cálculo del área necesaria de acero transversal:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 23,700 - 9,198.375 = 14,501.625 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{14,501.625 \cdot 175}{0.900 \cdot 47.500 \cdot 4,347.826}$$

$$A_{st} = 13.576 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.020 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.020 \cdot 30 \cdot 175 \cdot \frac{166.667}{4,347.826}$$

$$A_{smin} = 4.025 \text{ cm}^2$$

Para la zona afectada por el cortante crítico adoptamos el área de armadura mayor de las calculadas anteriormente:

$$A_s = 13.576 \text{ cm}^2$$

Para estribos de dos piernas tenemos:

$$A_s = \frac{A_{smin}}{2} = \frac{13.576}{2} = 6.788 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y el número de barras:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
6	0.283	23.986	24
8	0.503	13.495	14

Adoptando un diámetro de 8 mm tenemos para una longitud de 1.750 m

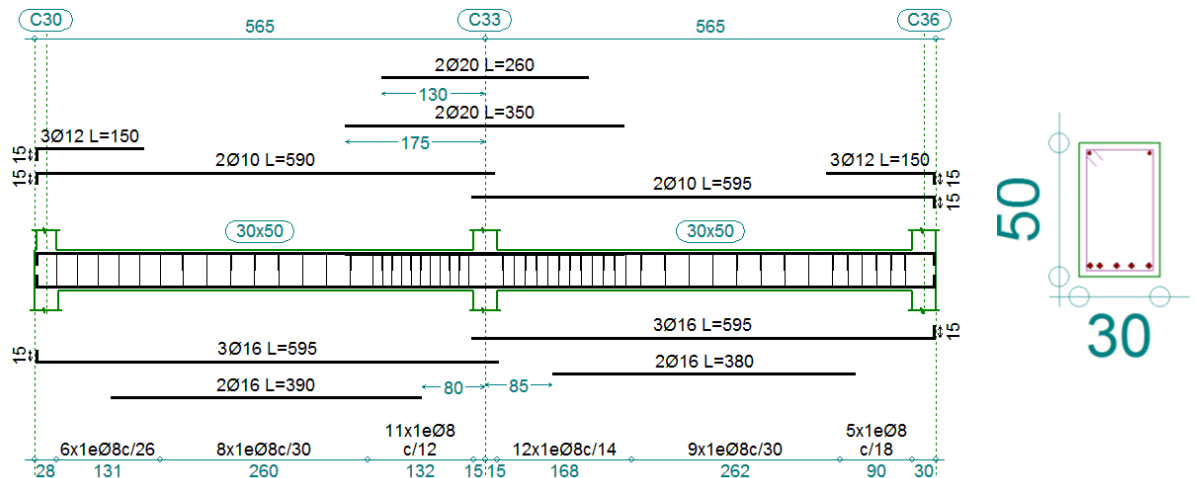
Espaciamiento =  $1.750/11 = 0.120$  m

Asumiendo un espaciamiento de 0.120 m tenemos 8 barras:

Por lo tanto se utilizará:

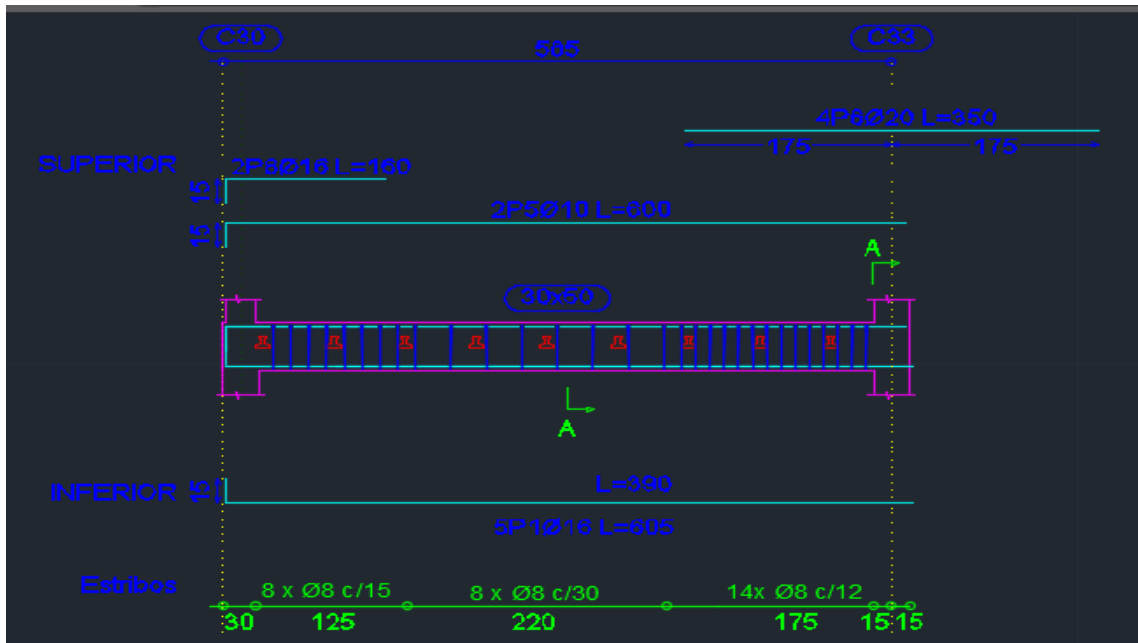
**Se utilizará 14 Ø8 c/12**

**FIGURA N° 3.24: ARMADO DE LA VIGA**



**Fuente:** Paquete estructural Cypacad.

**FIGURA N° 3.25: ARMADO CONSTRUCTIVO DE LA VIGA**

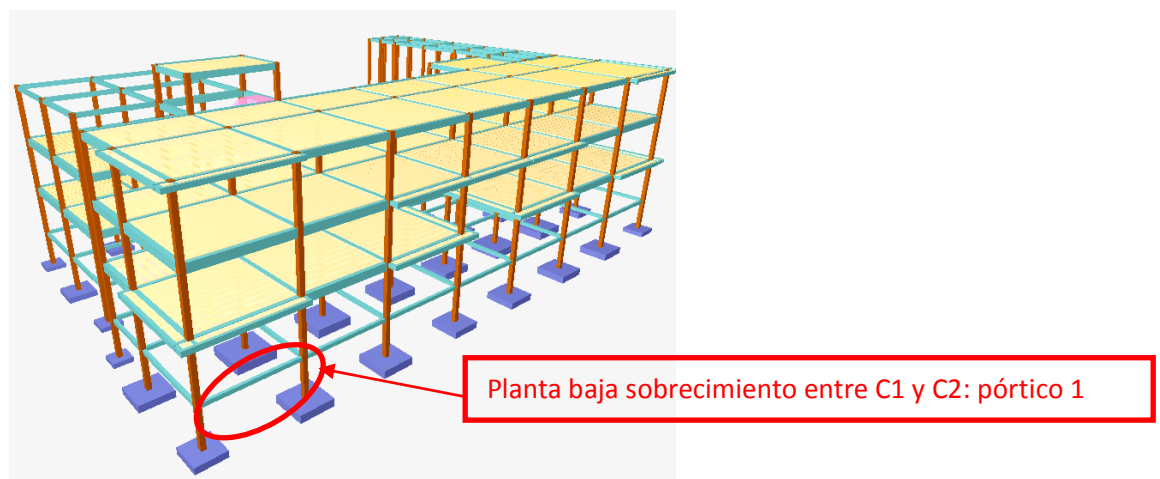


Fuente: Elaboración propia.

### Diseño de viga para muros planta baja (Sobrecimiento de H°A°)

Para realizar la verificación de la sección, como la armadura calculada por el programa se realizara un cálculo manual del sobrecimiento más comprometido en cuanto a solicitaciones de carga. En nuestro caso será el sobrecimiento del pórtico 1, entre los pilares C1 y C2.

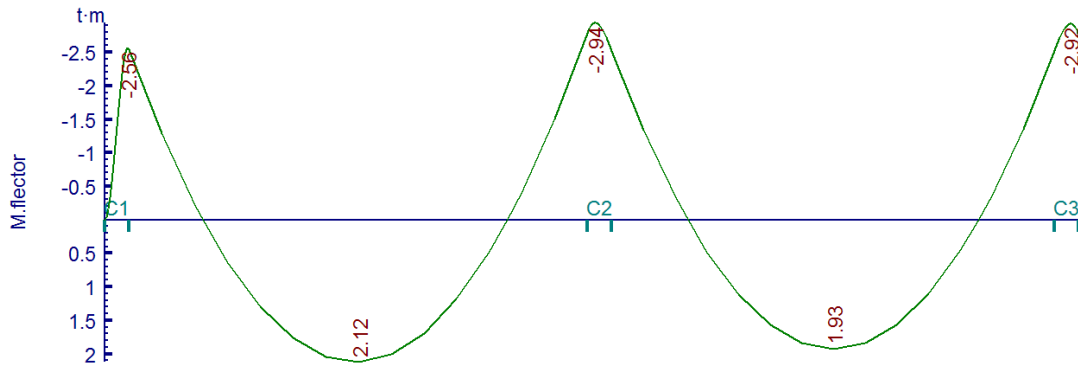
**FIGURA 3.26. : SOBRECIMIENTO SELECCIONADO PARA EL DISEÑO**



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Para el cual los efectos máximos generados son los siguientes:

**FIGURA 3.27. : ENVOLVENTES MOMENTOS (t.m)**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Datos:

$$M_d = 212,000 \text{ kg.cm}$$

Momento máximo (positivo)

$$b_w = 0.200 \text{ m}$$

Ancho de la pieza

$$h = 0.250 \text{ m}$$

Altura total de la pieza.

$$r = 2.500 \text{ cm}$$

$$d = 47.500 \text{ cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{212,000}{20 \cdot 22.500^2 \cdot 166.667} = 0.125$$

$$\mu_{lim} = 0.3190 \text{ para AE 500 (cuadro n}^\circ \text{ 2.10)}$$

$0.125 < 0.3190$  La pieza no necesita armadura en compresión.

Con el valor del momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ), determinamos la cuantía mecánica

( $w_s$ ), para determinar el área de acero a tracción necesaria: (cuadro n° 2.9)

$$\mu_d = 0.125 \rightarrow w = 0.136 \text{ (Interpolado)}$$

Área necesaria de acero:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.136 \cdot 20 \cdot 22.500 \cdot \frac{166.667}{4.347.826}$$

$$A_s = 2.346 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza para vigas con armadura en tracción.



$$w_{smin} = 0.0028 \quad (\text{cuadro n}^\circ 2.11).$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 20 \cdot 22.500$$

$$A_{smin} = 1.260 \text{ cm}^2$$

Para el dimensionamiento de la armadura en tracción tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 2.346 \text{ cm}^2.$$

Obtención del diámetro y número de fierros para  $A_s$  positiva en la viga:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
10	0.785	2.988	3
12	1.131	2.074	3
16	2.011	1.166	2
20	3.142	0.746	1

**Se utilizará 2 Ø12 + 1 Ø10**

Área real:

$$A_s \text{ Ø12mm} = 2 \cdot 1.131 = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Ø10mm} = 1 \cdot 0.785 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$3.047 \text{ cm}^2 > 2.316 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Cálculo de la armadura longitudinal superior a compresión:

Como la pieza no requiere armadura a compresión, constructivamente se colocara armadura mínima. Por lo tanto:

**Se utilizará 2 Ø10**

Disposición de barras

$$\text{Espacio libre} = b_w - 2r = 20 - 2 \cdot 2.5 = 15 \text{ cm}$$

$$e = \frac{\text{Espacio libre} - \text{Ø(cm)} \cdot \text{N}^\circ \text{ de barras completas}}{\text{Espacios entre barras}} = \frac{15 - 1.2 \cdot 2}{2}$$

$$e = 6.300 \text{ cm} > 2 \text{ cm} \quad \text{cumple}$$

**Cálculo de la armadura negativa en la columna C1 (refuerzo por momento negativo en apoyo).**

Datos:

$$M_{\max(-)} \text{ C1} = -2.560 \text{ t.m} \quad (\text{Momento máximo negativo generado en el apoyo C1})$$

Momento reducido de cálculo:

$$M_d = 256,000 \text{ kg.cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{256,000}{20 \cdot 22.500^2 \cdot 166.667} = 0.151$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0.3190 \text{ ----- } 0.151 < 0.3190$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ), determinamos la cuantía mecánica ( $w$ ), para determinar la armadura necesaria en el refuerzo generado por el momento negativo en el apoyo C1:

$$\mu_d = 0.151 \rightarrow w = 0.168 \text{ (Interpolado)}$$

$$A_s = W \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.168 \cdot 20 \cdot 22.500 \cdot \frac{166.667}{4,347.826}$$

$$A_s = 2.898 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza, para vigas con armadura en tracción.

$$w_{smin} = 0.0028$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 20 \cdot 22.500$$

$$A_{smin} = 1.260 \text{ cm}^2.$$

Para el dimensionamiento de la armadura negativa de refuerzo, tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 2.898 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y número de barras para  $A_s$  negativo en C1, para la viga:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
10	0.785	3.691	4
12	1,131	2.562	3
16	2,011	1.441	2
20	3,142	0.922	1

**Se utilizará 4 Ø 10**

Área real:

$$A_s \text{ 4 } \varnothing 10 = 4 \cdot 0.785 = 3.140 \text{ cm}^2$$

$$3.140 \text{ cm}^2 > 2.860 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

**Cálculo de la armadura negativa en la columna C2 (refuerzo por momento negativo en apoyo)**

Datos:

$$M_{\max(-)} C2 = -2.940 \text{ t.m} \quad (\text{Momento máximo negativo generado en el apoyo C2})$$

$$M_d = 294,000 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{294,000}{20 \cdot 22.500^2 \cdot 166.667} = 0.174$$

$$\mu_{d\lim} = 0.3190 \text{ ----- } 0.174 < 0.3190$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ), determinamos la cuantía mecánica ( $w$ ), para determinar la armadura necesaria en el refuerzo generado por el momento negativo en el apoyo C2:

$$\mu_d = 0.174 \rightarrow w = 0.197 \text{ (Interpolado)}$$

$$A_s = W \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.197 \cdot 20 \cdot 22.500 \cdot \frac{166.667}{4.347.826}$$

$$A_s = 3.398 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza, para vigas con armadura en tracción.  $w_{s\min} = 0.0028$

$$A_{s\min} = w_{s\min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 20 \cdot 22.500$$

$$A_{s\min} = 1.260 \text{ cm}^2.$$

Para el dimensionamiento de la armadura negativa de refuerzo, tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 3.398 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y número de barras para  $A_s$  negativo en C2, para la viga:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
10	0.785	4.328	5
12	1.131	3.004	3
16	2.011	1.688	2
20	3.142	1.081	2

**Se utilizará 2 Ø16**

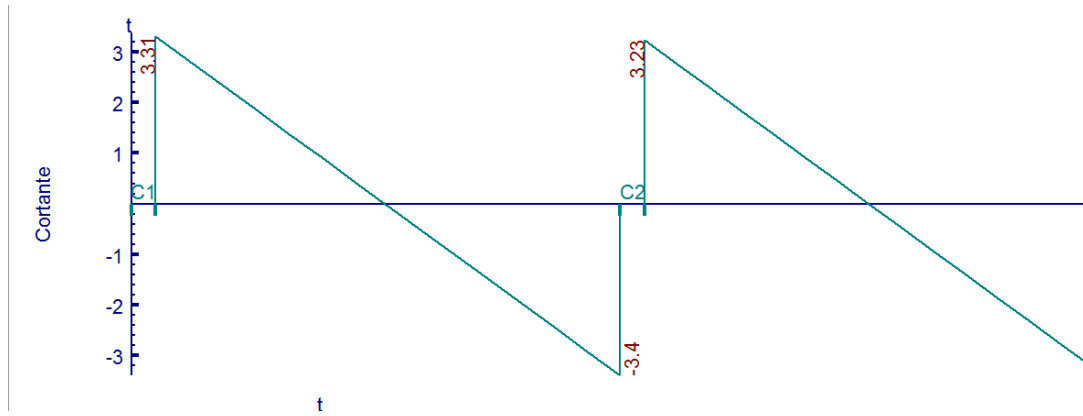
Área real:

$$A_s 2 \text{ Ø16} = 4.022 \text{ cm}^2$$

$$4.022 \text{ cm}^2 > 3.343 \text{ m}^2 \text{ cumple}$$

**Cálculo de la armadura transversal de la viga L=2.570 m**

**FIGURA N° 3.28: ENVOLVENTES CORTANTES (t)**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Armadura transversal en el centro de la viga

$$A_{smin} = 0.020 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.020 \cdot 20 \cdot 570 \cdot \frac{166.667}{4,347.826}$$

$$A_{smin} = 8.740 \text{ cm}^2$$

Para la zona la central el cortante es el mínimo o tiende a cero por lo tanto para el armado en la zona central se adoptara el área de acero mínima para la sección:

Para estribos de dos piernas tenemos:

$$A_s = \frac{A_{smin}}{2} = \frac{8.740}{2} = 4.370 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y número de barras:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	N° de barras	N° de barras adoptado
6	0.283	15.442	16
8	0.503	8.688	9

Adoptando un diámetro de 6 mm tenemos para una longitud de 5.700 m

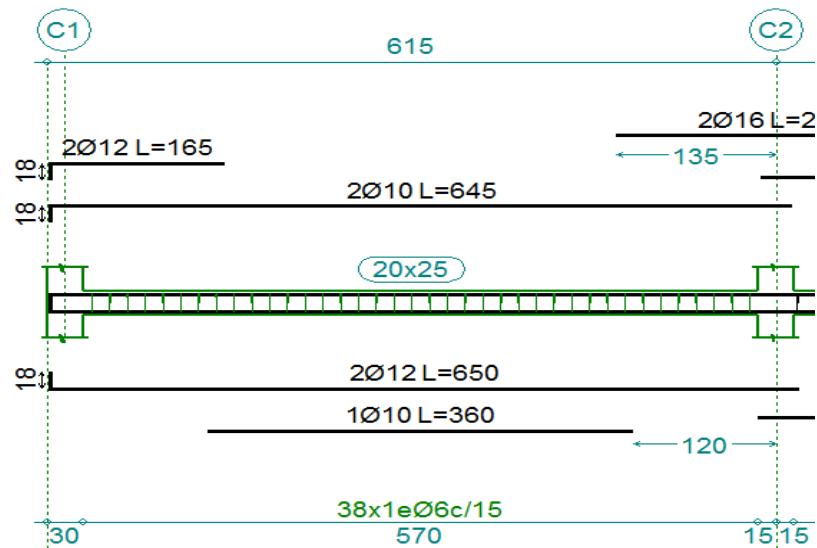
Espaciamiento = 5.700/16 = 0.356 m

Asumiendo un espaciamento de 0.17 m tenemos 34 barras:

Por lo tanto se utilizará:

**Se utilizara 34 Ø 6 c/17**

**FIGURA 3.29: ARMADO DEL SOBRECIMIENTO**

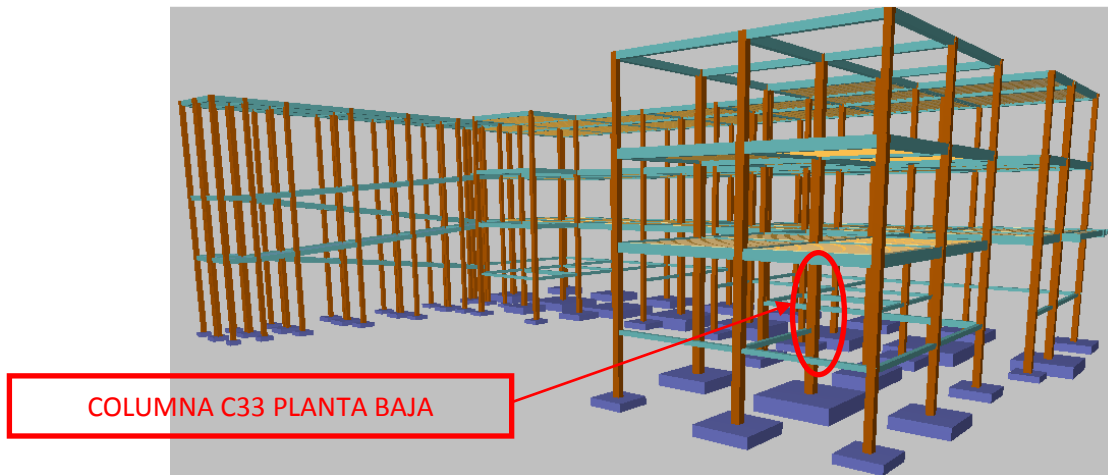


**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

### 3.5.2.5 Cálculo de la columna de hormigón armado

Para realizar la verificación de la sección, como de la armadura calculada por el programa, realizaremos un cálculo manual de la columna más comprometida en cuanto a solicitaciones de carga. En nuestro caso será la columna C33 de la planta baja.

**FIGURA N° 3.30: COLUMNA SELECCIONADA PARA EL ANÁLISIS**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Datos:

$$N = 73.200 \text{ t}$$

$$\text{Momento } (M_x) = - 0.180 \text{ t.m}$$

Momento ( $M_y$ ) = - 0.130 t.m

Resistencia característica del H°  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite de fluencia del acero  $f_{yk} = 5,000 \text{ kg/cm}^2$

$b = 0.300 \text{ m}$

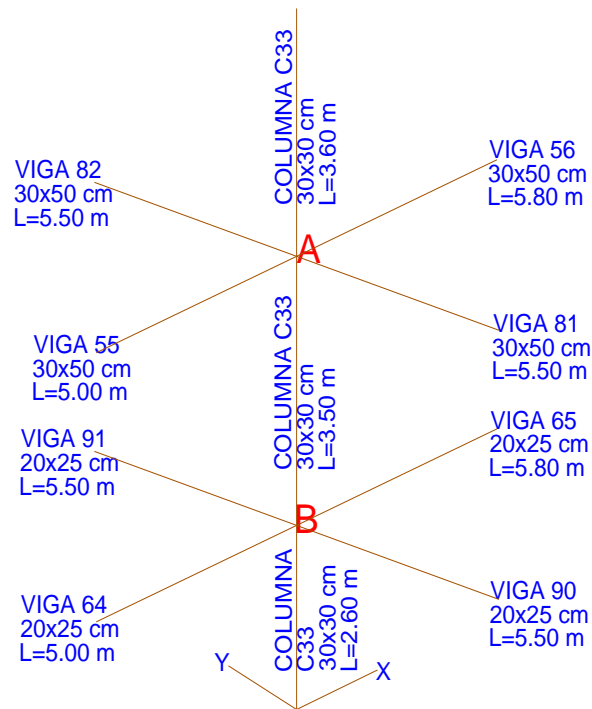
$h = 0.300 \text{ m}$

$L = 3.500 \text{ m}$

Cálculo de la esbeltez geométrica y esbeltez mecánica.

Cálculo del coeficiente de pandeo  $\alpha$ :

**FIGURA N° 3.31: VIGAS Y COLUMNAS CONCURRENTES**



**Fuente:** Elaboración propia.

Momentos de inercia de los elementos concurrentes:

En columnas:  $b = 30 \text{ cm}$ ;  $h = 30 \text{ cm}$ :

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

$$I_x = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 67,500 \text{ cm}^4$$

Vigas punto B

Viga 64: 65: 90: 91 b= 20 cm; h = 25 cm

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_x = 2,6041.667 \text{ cm}^4$$

Vigas punto A

Viga 55:56: 81:82 b = 30 cm; h = 50 cm

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_x = 312,500 \text{ cm}^4$$

Coefficientes adimensionales de pandeo  $\Psi_A$

$$\Psi_{AX} = \Psi_{AY} = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{L_{col}}}{\sum \frac{E \cdot I}{L_{vig}}}$$

$$\Psi_{AX} = \frac{\frac{67500}{350} + \frac{67500}{360}}{\frac{312500}{500} + \frac{312500}{580}} = 0.327 \quad ; \quad \Psi_{AY} = \frac{\frac{67500}{350} + \frac{67500}{360}}{\frac{312500}{550} + \frac{312500}{550}} = 0.335$$

Coefficientes adimensionales de pandeo  $\Psi_B$

$$\Psi_{BX} = \Psi_{BY} = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{L_{col}}}{\sum \frac{E \cdot I}{L_{vig}}}$$

$$\Psi_{BX} = \frac{\frac{67500}{350} + \frac{67500}{260}}{\frac{26041667}{500} + \frac{26041667}{580}} = 4.665 \quad \Psi_{BY} = \frac{\frac{67500}{350} + \frac{67500}{260}}{\frac{26041667}{550} + \frac{26041667}{550}} = 4.778$$

### Pórtico traslacional

Según el libro “cálculo de estructuras Tomo II de J. Calavera en su capítulo 45.2.1” indica que en el caso de estructuras de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta, no supere 1/750 de la altura total se considera un pórtico Traslacional.

Entonces:

Desplazamiento máximo en “x” del pilar en la última planta = 0.11 mm (Cypecad)

Altura total del pilar = 10,850 mm

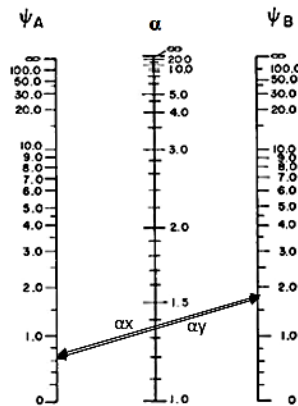
$$\frac{1}{750} * 10,850 > 0.110 \text{ mm}$$

$$14.470 \text{ mm} > 0.110$$

Se considera pórtico traslacional.

Con los valores de  $\Psi_A$  y  $\Psi_B$  se va al monograma y se obtiene el coeficiente K (para pórticos transicionales).

**FIGURA N° 3.32: MONOGRAMA PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PANDEO PARA PÓRTICOS TRASLACIONALES**



**Fuente:** Hormigón Armado, Jiménez Montoya.14° edición.

$$\alpha_x = 1.547 \quad ; \quad \alpha_y = 1.555$$

Longitud de pandeo:

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

$$l_{0x} = 5.415 \text{ m} \quad ; \quad l_{0y} = 5.443 \text{ m}$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda_{gx} = 17.050 \quad ; \quad \lambda_{gy} = 18.143$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i} = \frac{\alpha_x \cdot l}{\sqrt{I_x}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i} = \frac{\alpha_y \cdot l}{\sqrt{I_y}}$$

$$\lambda_x = \frac{5.415}{\sqrt{\frac{0.000675}{(0.30 \cdot 0.30)}}} = 62.527 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{5.443}{\sqrt{\frac{0.000675}{(0.30 \cdot 0.30)}}} = 62.527$$



Para esbeltez mecánica  $35 \leq \lambda \leq 100$  (geométricas  $10 \leq \lambda_g \leq 29$ ), entonces se trata de una columna intermedia, por lo tanto es necesario realizar una verificación de pandeo.

### Excentricidad de primer orden

$$e_{0x} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{-13000}{73200} = -0.178 \text{ cm}$$

$$e_{0y} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{-18000}{73200} = -0.225 \text{ cm}$$

### Excentricidad accidental

Según la norma CBH 87 en su punto 8.3.2.3 la excentricidad accidental viene expresada de la siguiente manera:

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la excentricidad accidental es de 1.500 cm, por lo tanto  $e_a = 2 \text{ cm}$  para la determinación de la excentricidad total.

### Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden)

Para piezas de sección rectangular la fórmula (1) del apartado 8.3.5.2.1 de la norma CBH 87 se transforma en:

#### Análisis en la dirección “x”

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{b + 20 * e_{0x} * l_{0x}^2}{b + 10 * e_{0x} * b} * 10^{-4}$$

Donde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5,000}{1.150} = 4,347.826 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_{0x} = 5.415 \text{ m}$$

$$e_{0x} = -0.178 \text{ cm}$$

Reemplazando valores:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{4,347.826}{3,500}\right) * \frac{30 + 20 * 0.178 * \frac{541.500^2}{30}}{30 + 10 * 0.178} * 10^{-4} = -4.378 \text{ cm}$$

### Análisis en la dirección “y”

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3,500}\right) * \frac{b+20 * e_{oy} * l_{oy}^2}{b+10 * e_{oy} * r} * 10^{-4}$$

Donde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5,000}{1.150} = 4,347.286 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_{oy} = 5.443 \text{ m}$$

$$e_{oy} = - 0.225 \text{ cm}$$

Reemplazando valores:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{4,347.826}{3,500}\right) * \frac{30+20 * 0.225}{30+10 * 0.225} * \frac{544.300^2}{30} * 10^{-4} = - 4.482 \text{ cm}$$

### Excentricidad final

$$e_{Tx} = e_a + e_{fic} = -2 - 4.378 = - 6.378 \text{ cm}$$

$$e_{Ty} = e_a + e_{fic} = -2 - 4.482 = - 6.482 \text{ cm}$$

### Determinación de los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{73,200}{30 \cdot 30 \cdot 166.667} = 0.488$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_{Tx}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{73,200 \cdot 6.378}{30 \cdot 30^2 \cdot 166.667} = 0.104$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_{Ty}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{73,200 \cdot 6.482}{30 \cdot 30^2 \cdot 166.667} = 0.105$$

Con los valores obtenidos se entra en el Ábaco en roseta para flexión esviada (fig. 2.11.)

$$V=0.4 \rightarrow W=0.140$$

$$V=0.6 \rightarrow W=0.170$$

Interpolando:  $V=0.478 \rightarrow W=0.1517$  (cuantía mecánica)  $\rightarrow$  Interpolado

Determinación de la armadura longitudinal “As”

$$As = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1517 * 30 * 30 * \frac{166.667}{4,347.826} = 5.234 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura longitudinal “Asmin”

$$As_{min} = 0.005 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 30 \cdot 30 = 4.500 \text{ cm}^2$$

Se asume el mayor entre As y Asmin

$$As_{total} = 5.234 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará 6 Ø12 (A=6.786 cm<sup>2</sup>)**

### Cálculo de la armadura transversal

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 30 \text{ cm} \\ 15 \cdot \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} = 15 \cdot 1.2 = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adopta una separación de estribos de 15 cm

El diámetro del estribo será:

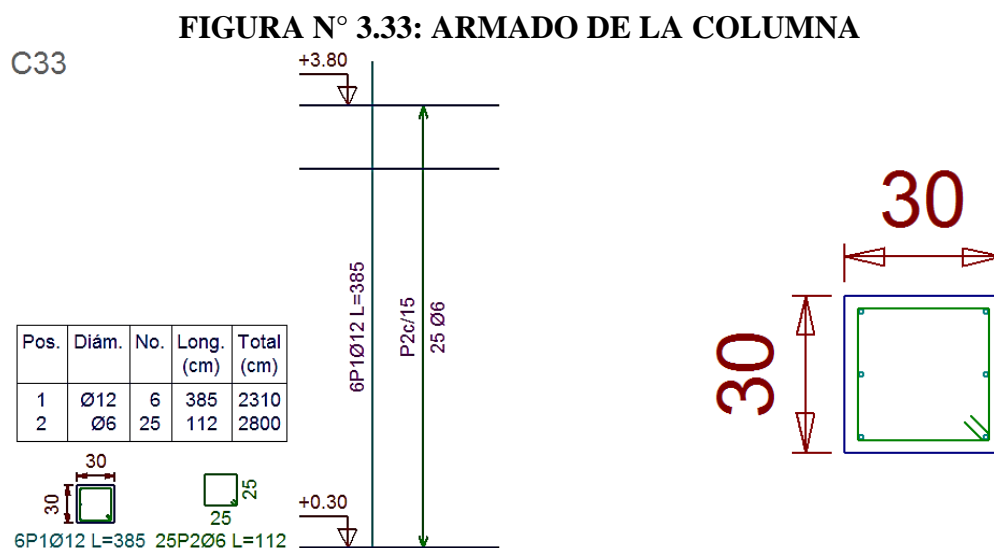
$$\varnothing_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal mas grueso}} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Adoptamos un  $\varnothing = 6 \text{ mm}$  para los estribos.

Por lo tanto:

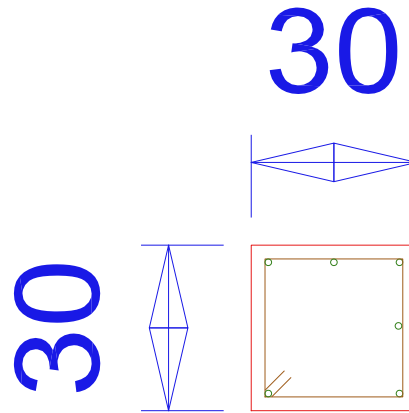
$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{3.500}{0.150} = 23.333 \approx 24 \text{ barras}$$

**Se utilizará 24 Ø6 c/15**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

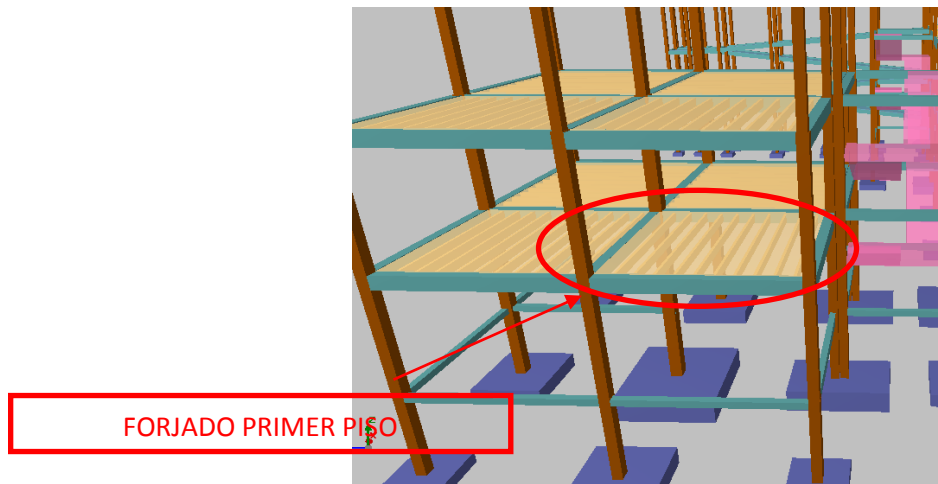
**FIGURA N° 3.34: ARMADO CONSTRUCTIVO DE LA COLUMNA**



**Fuente:** Elaboracion propia.

### 3.5.3 Cálculo de losa alivianada (cerramiento horizontal)

**FIGURA 3.35: LOSA ALIVIANADA SELECCIONADA PARA EL ANÁLISIS**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Para efectuar el diseño o la verificación de los cerramientos horizontales se obtendrán los efectos máximos del paquete estructural Cypecad.

Datos:

$$M_{\max(+)} = 3.880 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Momento máximo (positivo)

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del H° (Capa de compresión).

$$f_{ckv} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

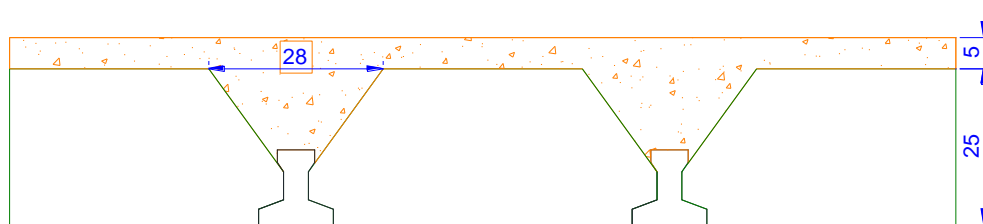
Resistencia característica del H° vigueta.

$$f_{yk} = 5,000 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del acero de refuerzo.

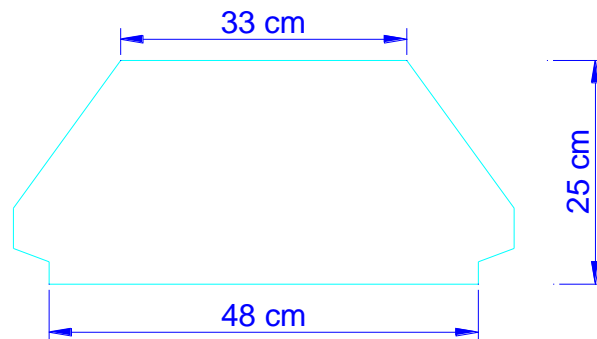
$f_{yk} = 18,000 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero de refuerzo de la vigueta.
$h = 0.250 \text{ m}$	Altura del complemento.
$P = 0.600 \text{ m}$	Espaciamiento entre viguetas. (Justificación anexo A-7)
$L = 5.700 \text{ m}$	Longitud de la vigueta.
$Sc = 300 \text{ kg/m}^2$	Sobrecarga de uso (Laboratorio)

**FIGURA N° 3.36: VIGUETAS Y COMPLEMENTO DE PLASTOFORM A EMPLEAR**



Fuente: Elaboración propia.

Complemento de CONCRETEC poliestireno expandido (plastoform) (Código de venta: 103330)  $L=130 \text{ cm}$



### Cálculo del ancho efectivo

Como en ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas, entonces se tiene que:

$$b_e = 60 \text{ cm}$$

### Cálculo de la relación modular o coeficiente de equivalencia

Los esfuerzos elásticos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de

menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad. Si se desea transformar del hormigón armado al hormigón pretensado:

$$f_c = \frac{E_c}{E_{CP}} \cdot f_{CP} \rightarrow f_c = n \cdot f_{CP}$$

donde:

$f_c$ ;  $E_c$ : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

$f_{CP}$ ;  $E_{CP}$ : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.

$n$ : Relación modular de los concretos, donde el concreto colocado en situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad.

$$n = \frac{E_c}{E_{CP}} = \frac{19,000 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{19,000 \cdot \sqrt{f_{CP}}} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{CP}}} = 0.850$$

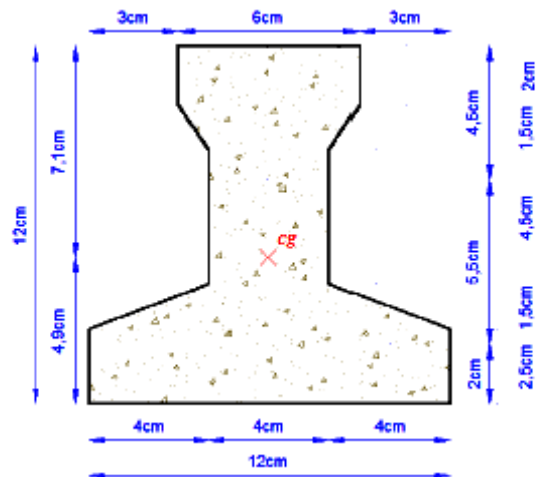
Acero.- El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir pre esfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto pre esforzado.

La tensión de rotura última del acero pretensado (según productos: CONCRETEC), es:

$$f_y = 18,000 \text{ kg/cm}^2$$

### Cálculo de las características geométricas

**FIGURA N° 3.37: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA VIGUETA PRETENSADA**



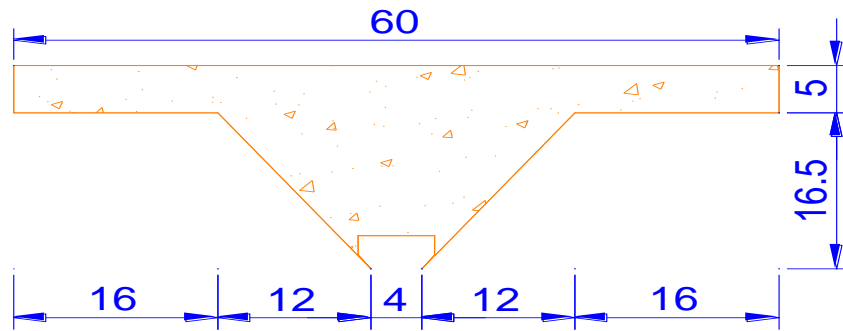
**Fuente:** Elaboración propia.

$$A_c = 79.500 \text{ cm}^2$$

Área de la sección transversal de la viga.

- $C_i = 4.896 \text{ cm}$                       Brazo mecánico inferior.
- $C_s = 7.104 \text{ cm}$                       Brazo mecánico superior.
- $I_{XC} = 1115.456 \text{ cm}^4$               Momento de inercia respecto al eje x.

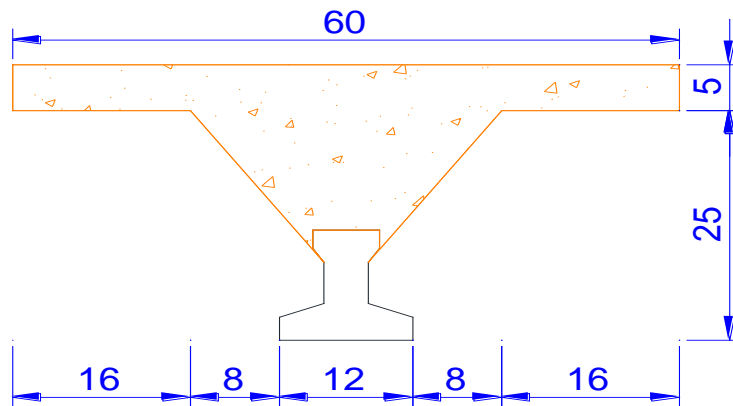
**FIGURA N° 3.38: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA CARPETA DE HORMIGÓN IN SITU**



**Fuente:** Elaboración propia.

- $A_c = 544.500 \text{ cm}^2$                       Área de la sección transversal de la vigueta.
- $C_i = 15.402 \text{ cm}$                       Brazo mecánico inferior.
- $C_s = 6.098 \text{ cm}$                       Brazo mecánico superior.
- $I_{XC} = 1,2611.480 \text{ cm}^4$               Momento de inercia respecto al eje x.

**FIGURA N° 3.39: CARACTERÍSTICA SECCIÓN COMPUESTA VIGUETA Y CARPETA DE HORMIGÓN**



**Fuente:** Elaboración propia.

- $A_c = 624 \text{ cm}^2$                       Área de la sección transversal de la vigueta.

$C_i = 21.481 \text{ cm}$  Brazo mecánico inferior.  
 $C_s = 8.519 \text{ cm}$  Brazo mecánico superior.  
 $I_{XC} = 3,8785.770 \text{ cm}^4$  Momento de inercia respecto al eje x.

**Aplicando el coeficiente modular se tienen las siguientes características**

Haciéndose que las secciones tomen la forma de una sección en T :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow b = \frac{I \cdot 12}{12^3}$$

$$I_{XC} = 1115.456 \text{ cm}^4$$

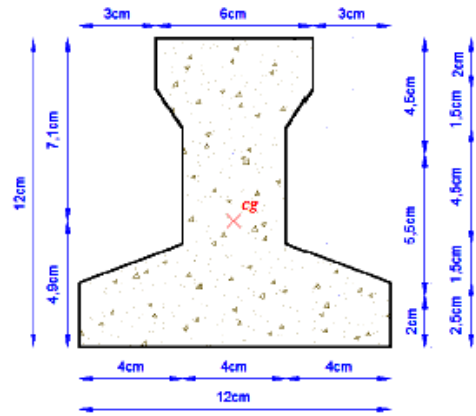
$$h = 12 \text{ cm}$$

$$n = 1.18$$

$$I_e = I_{XC} \cdot n = 1316.238 \text{ cm}^4$$

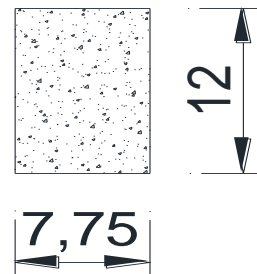
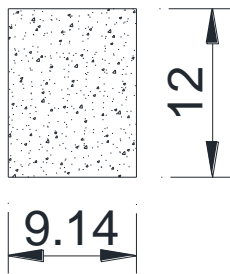
$$b_{250} = \frac{I \cdot 12}{12^3} = \frac{1316.238 \cdot 12}{12^3} = 9.141 \text{ cm}$$

$$b_{350} = \frac{I \cdot 12}{12^3} = \frac{1115.456 \cdot 12}{12^3} = 7.746 \text{ cm}$$

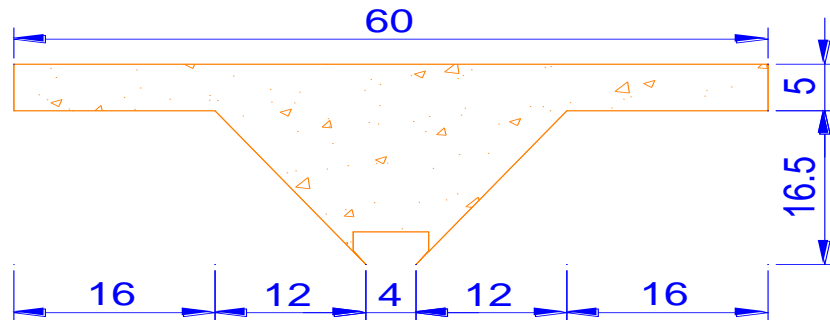


Para hormigón de  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Para hormigón de  $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$



Para la carpeta de hormigón colocado en situ:



$$I_{XC} = 12,611.480 \text{ cm}^4$$



$$h = 18 \text{ cm}$$

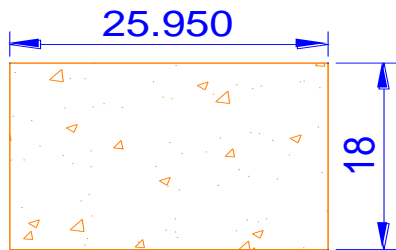
$$n = 0.850$$

$$I_e = I_{XC} \cdot n = 10,719.758 \text{ cm}^4$$

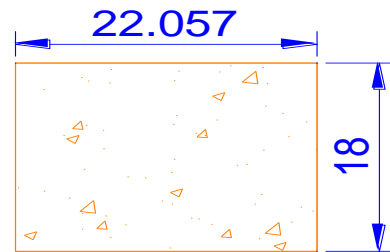
$$b_{250} = \frac{I \cdot 12}{18^3} = \frac{12611.480 \cdot 12}{18^3} = 25.950 \text{ cm}$$

$$b_{350} = \frac{I \cdot 12}{18^3} = \frac{10719.758 \cdot 12}{18^3} = 22.057 \text{ cm}$$

Para hormigón de  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$



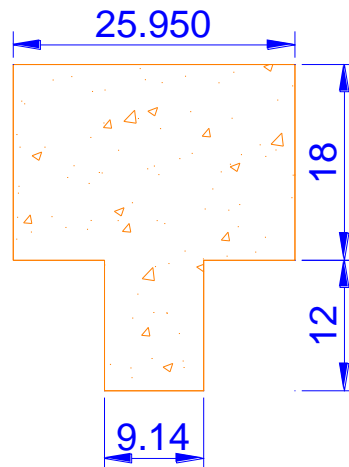
Para hormigón de  $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$



**Finalmente la sección homogeneizada queda de la siguiente manera**

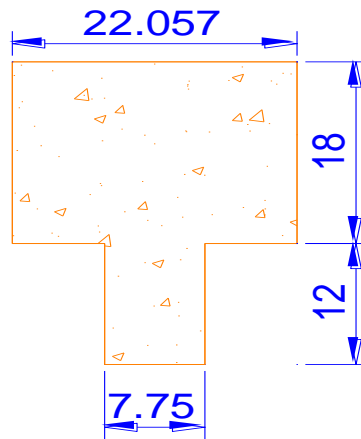
**FIGURA N° 3.40: SECCIÓN HOMOGENEIZADA PARA HORMIGÓN**

**FCK=250 Kg/ cm<sup>2</sup>**



**Fuente:** Elaboración propia.

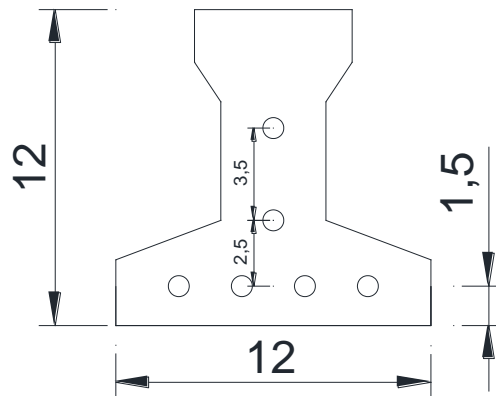
**FIGURA N° 3.41: SECCIÓN HOMOGENEIZADA PARA HORMIGÓN  
FCK=350 Kg/ cm<sup>2</sup>**



**Fuente:** Elaboracion propia.

**Cálculo del momento último**

**FIGURA N° 3.42: VIGUETA PRETENSADA Y SU ARMADURA**



**Fuente:** Elaboración propia.

Area de acero de  $\varnothing = 5$  mm

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (0.5 \text{ cm})^2 = 0.196 \text{ cm}^2$$

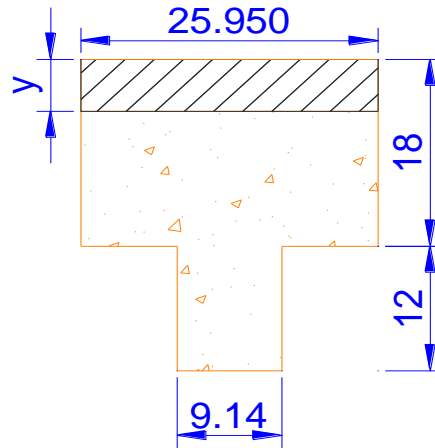
para 6 barras tenemos un  $A = 0.196 \text{ cm}^2 \cdot 6 = 1.176 \text{ cm}^2$

Cálculo del canto util d

$$y_{cp} = \frac{A_i \cdot d}{\sum A_i} = \frac{0.196 \cdot 4 \cdot 1.5 + 0.196(1.5 + 2.5) + 0.196(1.5 + 2.5 + 3.5)}{1.176} = 2.917 \text{ cm}$$

$$d = h - y_{ep} = 30 - 2.917 = 27.083 \text{ cm}$$

**FIGURA N° 3.43: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA FIBRA DE COMPRESIONES**



**Fuente:** Elaboración propia.

Altura de la fibra de compresiones

$$y = \frac{A \cdot f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{1.176 \cdot 15,652.174}{0.85 \cdot 166.667 \cdot 25.950} = 5.007 \text{ cm}$$

Se tiene que ( $y = 5.007 \text{ cm}$ ) < ( $hf = 18 \text{ cm}$ ) se determina como una sección rectangular de ancho  $b = 25.950 \text{ cm}$

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d - 0.5 \cdot y)$$

$$M_U = 0.85 \cdot 166.667 \text{ kg/cm}^2 \cdot 25.950 \text{ cm} \cdot 5.007 \text{ cm} \cdot (27.083 \text{ cm} - 0.5 \cdot 5.007)$$

$$M_U = 452435.362 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 4.524 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Momento actuante en la vigueta es:  $M_d = 3.880 \text{ t} \cdot \text{m}$

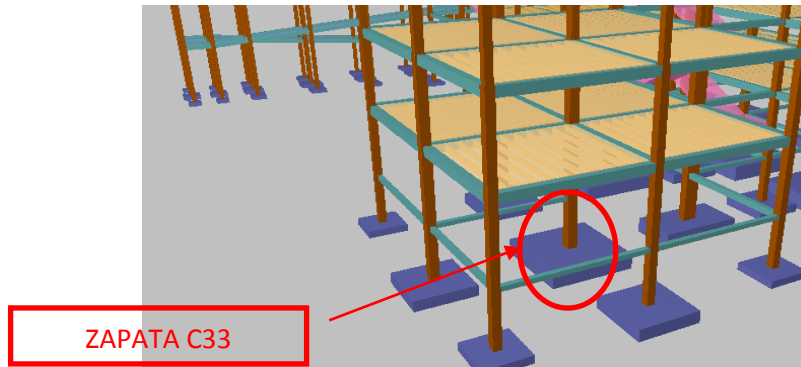
### Verificación

$(M_U = 4.524 \text{ t} \cdot \text{m}) > (M_d = 3.880 \text{ t} \cdot \text{m})$  CUMPLE!!!

### 3.5.4 Cálculo de fundaciones

Se realizará una verificación manual de cálculo del elemento seleccionado, en este caso será la zapata C 33.

**FIGURA N°3.44: ZAPATA SELECCIONADA PARA EL ANÁLISIS**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Datos:

$$N = 77.320 \text{ t}$$

$$M_X = - 0.020 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_Y = - 0.300 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$V_X = - 0.030 \text{ t}$$

$$V_Y = - 0.360 \text{ t}$$

$$a_0 = 0.300 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.300 \text{ m}$$

$$\sigma_{adm} = 1.320 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del hormigón

$$f_{yk} = 5,000 \text{ kg/cm}^2$$

límite de fluencia del acero

Determinación del  $f_{yd}$  y  $f_{cd}$  resistencia de cálculo del hormigón y el acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250}{1.500} = 166.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5,000}{1.150} = 4,347.826 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el peso propio de la Zapata, se asume un valor igual al 15% del total de la carga N por lo tanto el peso total será:

$$N_T = 1.150 \cdot N = 1.150 \cdot 77,320 = 88,918 \text{ kg}$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, se encuentra el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{88,948}{13,200} = 6.736 \text{ m}^2$$

Se escoge un área mayor a la necesaria, y se determina las siguientes dimensiones:

$$a = 2.600 \text{ m}; b = 2.600 \text{ m} \text{ ----- } A = 6.760 \text{ m}^2$$

$$A_{nec} < A \text{ cumple}$$

Para comprobar si las dimensiones cumplen, se verifica la esquina:

$$\sigma_{max} = \frac{p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My}{b \cdot a^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_3 = \frac{77,320}{2.600 \cdot 2.600} + \frac{6 \cdot 20}{2.600 \cdot 2.600^2} + \frac{6 \cdot 300}{2.600 \cdot 2.600^2} = 11,444.700 \text{ kg/m}^2 \leq 13200 \text{ kg/m}^2$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el  $\sigma_{min} \geq 0$

$$\sigma_{min} = \frac{p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Mx}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot My}{b \cdot a^2} \geq 0$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = \frac{77,320}{2.600 \cdot 2.600} - \frac{6 \cdot 20}{2.600 \cdot 2.600^2} - \frac{6 \cdot 300}{2.600 \cdot 2.600^2} = 11,431.042 \text{ kg/m}^2 \geq 0$$

Zapata a compresión.

Determinación de la altura de la zapata, teniendo en cuenta que no tenga problemas con el punzonamiento, se recomienda adoptar una altura mayor o igual a las dimensiones de la columna.

$$f_{vd} = 0.500 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.500 \cdot \sqrt{166.667} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = \frac{4 \cdot 6.455}{1.600 \cdot 1.320} = 12.225$$

$\gamma_f = 1.600$  ; El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{m\acute{a}x}$  ó el  $\sigma_{adm}$

Reemplazando en:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = \sqrt{\frac{0.3 \cdot 0.3}{4} + \frac{2.600 \cdot 2.600}{2 \cdot 12.225 - 1}} - \frac{0.3 + 0.3}{4} = 0.410 \text{ m}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (2.600 - 0.300)}{4 + 12.225} = 0.284 \text{ m}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (2.600 - 0.300)}{4 + 12.225} = 0.284 \text{ m}$$

Adoptamos un canto útil de 0.450 m (por fines constructivos)

Un recubrimiento de 0.050 m

Entonces la altura de la zapata será de 0.500 m

Cálculo del peso propio de la zapata

$$P \cdot P_{zapata} = \gamma_{H^2} \cdot \text{Volumen} = 2500 \cdot 2.600 \cdot 2.600 \cdot 0.500 = 8,450 \text{ kg}$$

El peso total será:

$$N_T = 77,320 + 8,450 = 85,770 \text{ kg}$$

La fuerza cortante actuante en la zapata, genera un momento flector, y este actúa en conjunto con el momento flector inicial.

$$M_{ox} = M_x \pm V_y \cdot h$$

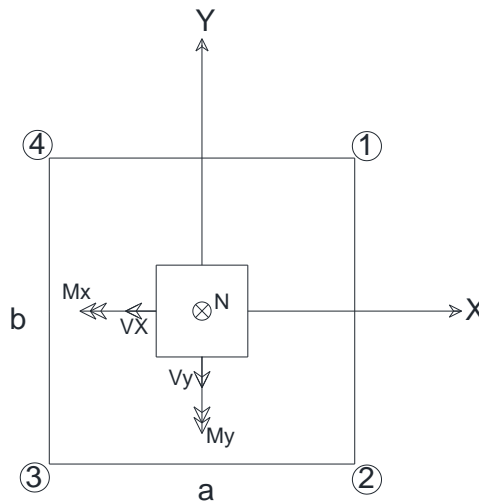
$$M_{ox} = 0.020 + 0.360 \cdot 0.500 = 0.200 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = 0.300 + 0.030 \cdot 0.500 = 0.315 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Los esfuerzos generados en la zapata serán.

**FIGURA N° 3.45: ESQUEMA DE CÁLCULO DE LA ZAPATA AISLADA**



**Fuente:** Elaboración propia.

$$\sigma_1 = \frac{p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{85.770}{2.600 \cdot 2.600} - \frac{6 \cdot 0.200}{2.600 \cdot 2.600^2} - \frac{6 \cdot 0.315}{2.600 \cdot 2.600^2} = 12.512 \text{ t/m}^2 < 1.320 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{85.770}{2.600 \cdot 2.600} - \frac{6 \cdot 0.200}{2.600 \cdot 2.600^2} + \frac{6 \cdot 0.315}{2.600 \cdot 2.600^2} = 12.727 \text{ t/m}^2 < 1.320 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{85.770}{2.600 \cdot 2.600} + \frac{6 \cdot 0.200}{2.600 \cdot 2.600^2} + \frac{6 \cdot 0.315}{2.600 \cdot 2.600^2} = 12.864 \text{ t/m}^2 < 1.320 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{85.770}{2.600 \cdot 2.600} + \frac{6 \cdot 0.200}{2.600 \cdot 2.600^2} - \frac{6 \cdot 0.315}{2.600 \cdot 2.600^2} = 12.649 \text{ t/m}^2 < 1.320 \text{ kg/cm}^2$$

Se puede observar que la zapata no tiene tracción y toda la sección trabaja a compresión.

### Verificación al vuelco.

$$\gamma_{Va} = \frac{(N + PP_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1.500$$

$$\gamma_{Va} = \frac{(85.770) \cdot 2.600/2}{0.200} = 557.505 \geq 1.500 \quad \text{cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N + PP_{zapata}) \cdot b/2}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1.500$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(85.770) \cdot 2.600/2}{0.315} = 353.971 \geq 1.500 \quad \text{cumple}$$

### Verificación al deslizamiento

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N + P.P._{zap}) \cdot \tan \varphi_d}{V} \geq 1.500 \quad ; \quad \varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

$\varphi$  = Ángulo de rozamiento interno

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \cdot 30 = 20$$

$$\gamma_s = \frac{(85.770) \cdot \tan 20}{0.360} \geq 1.500$$

$$\gamma_s = 86.716 \geq 1.500 \quad \text{cumple}$$

### Verificación a punzonamiento

$$V_{cu} > V_d$$

$$f_{cv} = 0.282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 0.282 \cdot \sqrt[3]{250^2} = 11.191$$

$$A_c = 4 \cdot d \cdot (a + d)$$

$$A_c = 4 \cdot 45 \cdot (30 + 45) = 13,500 \text{ cm}^2$$

$$V_{cu} = 2 \cdot f_{cv} \cdot A_c$$

$$V_{cu} = 2 \cdot 11.191 \cdot 13,500 = 302,157 \text{ kg}$$

$$V_d = \sigma_{adm} \cdot [B^2 - (d + a)^2]$$

$$V_d = 1.320 \cdot [260^2 - (45 + 30)^2] = 81,807 \text{ kg}$$

$$V_{cu} > V_d$$

$$302,157 \text{ kg} > 81,807 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

Verificación a corte por flexión

$$V_{d2} \leq V_{dH}$$

$$V_{d2} = \sigma_{adm} \cdot B \cdot \left( \frac{A-a}{2} - \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{d2} = 1.320 \cdot 260 \cdot \left( \frac{260-30}{2} - \frac{30}{2} \right) = 34,320 \text{ kg}$$

$$V_{dH} = 2 \cdot B \cdot d \cdot f_{cv}$$

$$V_{dH} = 2 \cdot 260 \cdot 45 \cdot 11.191 = 261,869.40$$

$$V_{d2} \leq V_{dH}$$

$$34,320 \text{ kg} \leq 261,869.40 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

Cálculo de la armadura:

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

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

$$M_d = \frac{1.600 \cdot 77320}{2 \cdot 260} \cdot \left( \frac{260-30}{2} + 0.15 \cdot 30 \right)^2 = 3'397,381.323 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3'397,381.323}{260 \cdot 45^2 \cdot 166.667} = 0.039$$

Cuantía mecánica:

$$w = \mu_d \cdot (1 + \mu_d)$$

$$w = 0.039 \cdot (1 + 0.039) = 0.041$$

El área de armadura necesaria será:

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.041 \cdot 2.600 \cdot 0.450 \cdot \frac{1.666.670}{4.3478 \cdot 260} = 1.839 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Determinamos la cuantía mínima  $w_{s \text{ min}}$ , y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$w_{s \text{ min}} = 0.0013$$



$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b \cdot d = 0.0013 \cdot 2.600 \cdot 0.450 = 1.521 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

$$A_s = 18.390 \text{ cm}^2$$

Obtención del diámetro y el número de barras:

Ø (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	Nº de barras adoptado
10	0.785	23.427	24
12	1.131	16.260	17
16	2.011	9.145	10
20	3.142	5.853	6

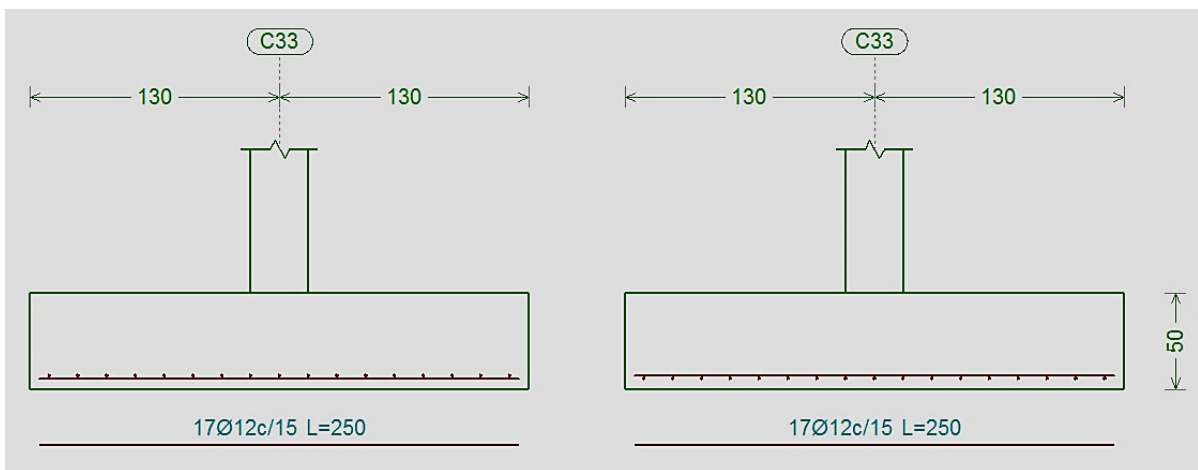
Asumiendo para diámetro de 12 mm. Para una L = 2.600 m ----- 17 barras

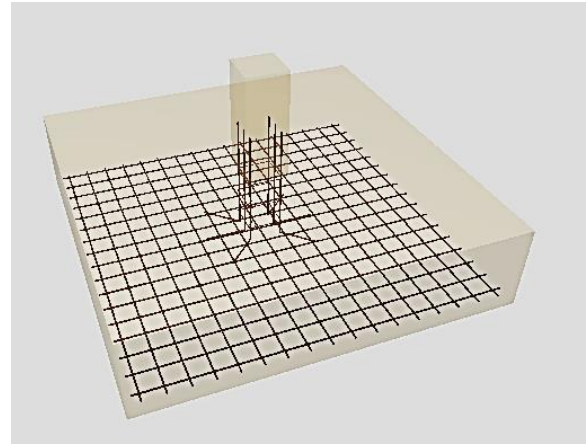
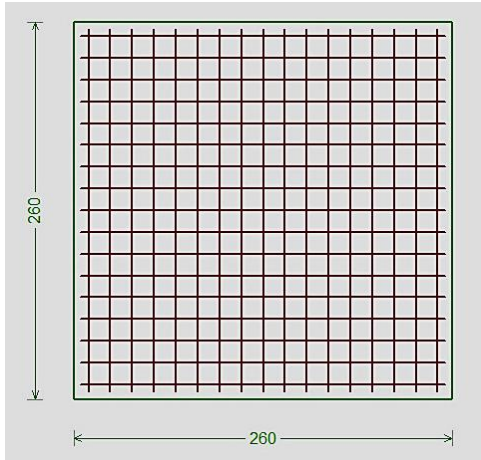
Espaciamiento =  $2.600/17 = 0.153 \text{ m}$

Por lo tanto.

**Se utilizará 17 Ø12 c/15**

**FIGURA N° 3.46: ARMADO DE LA ZAPATA**

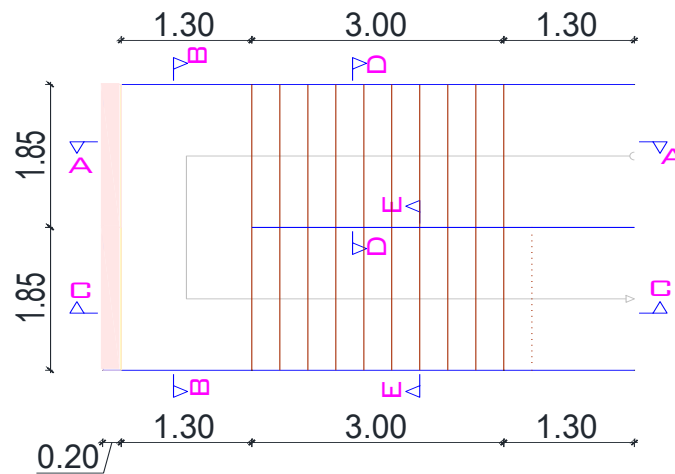




**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

### 3.5.5 Cálculo de estructura complementaria. (Escaleras)

**FIGURA N° 3.47: VISTA EN PLANTA DE LA ESCALERA**



**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Como se puede notar la disposición de la escalera es simétrica en el tramo A y el tramo B, es por ese motivo que solo se realizará el cálculo para un solo tramo.

DATOS

- Huella H: 30 cm
- Contrahuella C: 17.500 cm
- Ámbito : 1.850 m
- Peldañoado : Hormigonado con la losa
- N° de escalones: 20

- Desnivel que salva: 3.500 m
- Espesor de la losa: 20 cm
- Sobrecarga de uso = 400 kg/m<sup>2</sup>

### **Cálculo de cargas**

En el apartado 7.4.2 de la norma CBH 87 cargas desfavorables me dice cuando las cargas variables o sobrecarga de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Para los estados límites últimos se recomienda no bajar este factor de  $\gamma_f=1.250$ .

Según la tabla 7.3.1 coeficiente de seguridad para estados límites últimos se dispondrá de un coeficiente de impacto de  $\gamma_f=1.600$  que se multiplicara a la sobrecarga de uso.

$$S_c = 400 \text{ kg/m}^2 * 1.600 = 640 \text{ kg/m}^2 \text{ (sobrecarga de diseño).}$$

Losa de arranque

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.200 \cdot 2500 = 500 \text{ kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 925 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso del acabado} = 100 \text{ Kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 185 \text{ kg/m}$$

$$\text{Baranda} = 210 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobre carga} = 640 \text{ kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 1,184 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total } W_1 = 2,504 \text{ kg/m}$$

Rampa

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.200 \cdot 2500 = 500 \text{ kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 925 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peldaños} = 189 \text{ kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 349.65 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso del acabado} = 100 \text{ kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 185 \text{ kg/m}$$

$$\text{Baranda} = 210 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobre carga} = 640 \text{ kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 1184 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso total } W_2 = 2,853.65 \approx 2,854 \text{ kg/m.}$$

Descanso

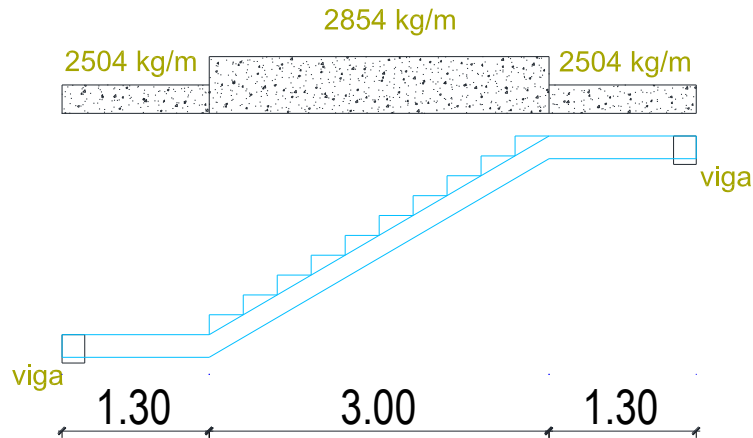
$$\text{Peso propio de la losa} = 0.200 \cdot 2500 = 500 \text{ kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 925 \text{ kg/m}$$

Peso del acabado =  $100 \text{ kg/m}^2 * 1.850 \text{ m} = 185 \text{ kg/m}$

Baranda=  $210 \text{ kg/m}$

Sobrecarga =  $640 \text{ kg/m}^2 * 1.85 \text{ m} = 1184 \text{ kg/m}$

Peso total  $W3 = 2,504 \text{ kg/m}$ .

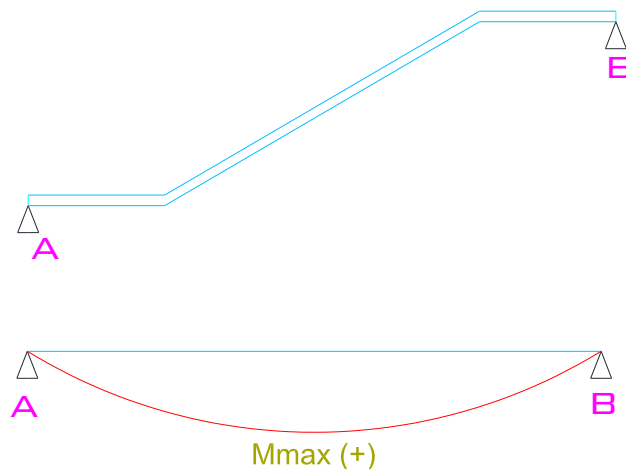


### Diseño de la armadura longitudinal

Para la armadura longitudinal se analiza como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo.

### Armadura longitudinal positiva

**FIGURA N° 3.48: CONSIDERACIÓN DE LA ESCALERA PARA CALCULAR LA ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR**



**Fuente:** Elaboración propia.

$R_A=R_B= 7,536.200 \text{ kg}$

$M_{\max} = 10,891.930 \approx 10,892 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$M_d = 1.600 \cdot 10,892 = 17,427.200 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu_d = \frac{17,427.200 \cdot 100}{185 \cdot 17^2 \cdot 166.667} = 0.195$$

$$\mu_d = 0.195 \text{ ----- } w_s = 0.226 \text{ (Interpolado)}$$

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0.226 \cdot 185 \cdot 17 \cdot \frac{166.667}{4,347.826} = 27.246 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima en flexión: Según cuantías mínimas referidas a la sección total del hormigón (Ref. tabla 11.7 Hormigón Armado de Jiménez Montoya)

$$A_{\min} = w_{s \min} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 185 \cdot 17 = 4.718 \text{ cm}^2/\text{m}$$

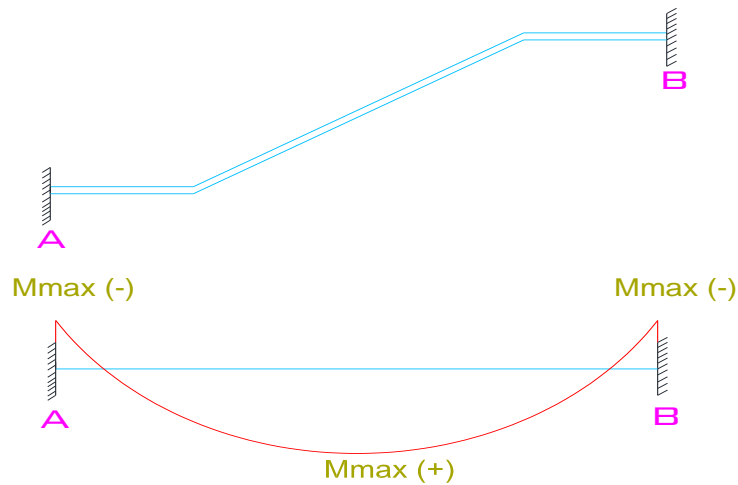
Se asume el mayor entre  $A_s$  y  $A_{\min}$

$$A = 27.246 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se utilizará Ø20 c/20**

**Armadura longitudinal negativa**

**FIGURA N° 3.49: CONSIDERACIÓN DE LA ESCALERA PARA CALCULAR LA ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR**



**Fuente:** Elaboración propia.

$$R_A = R_B = 7,536.200 \text{ kg}$$

$$M_{A_{\max}} = M_{B_{\max}} = 7,208.474 \approx 7,209 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 1.600 \cdot 7,209 = 11,534.400 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu_d = \frac{11,534.400 \cdot 100}{185 \cdot 17^2 \cdot 166.667} = 0.129$$

$$\mu_d = 0.129 \text{ ----- } w_s = 0.141 \text{ (Interpolado)}$$

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0.141 \cdot 185 \cdot 17 \cdot \frac{166.667}{4,347.826} = 16.998 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima en flexión: Según cuantías mínimas referidas a la sección total del hormigón (Ref. tabla 11.7 Hormigón Armado de Jiménez Montoya)

$$A_{\min} = w_{s \min} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 185 \cdot 17 = 4.718 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se asume el mayor entre  $A_s$  y  $A_{\min}$

$$A = 16.998 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se utilizará Ø16 c/20**

### Verificación al corte

$$V_d = 7,536.20 \cdot 1.6 = 12,057.920 \text{ kg}$$

$$b_w = 185 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 166.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 0.500 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.500 \cdot \sqrt{166.667}$$

$$f_{vd} = 6.455 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.455 \cdot 185 \cdot 17$$

$$V_{cu} = 20,300.975 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

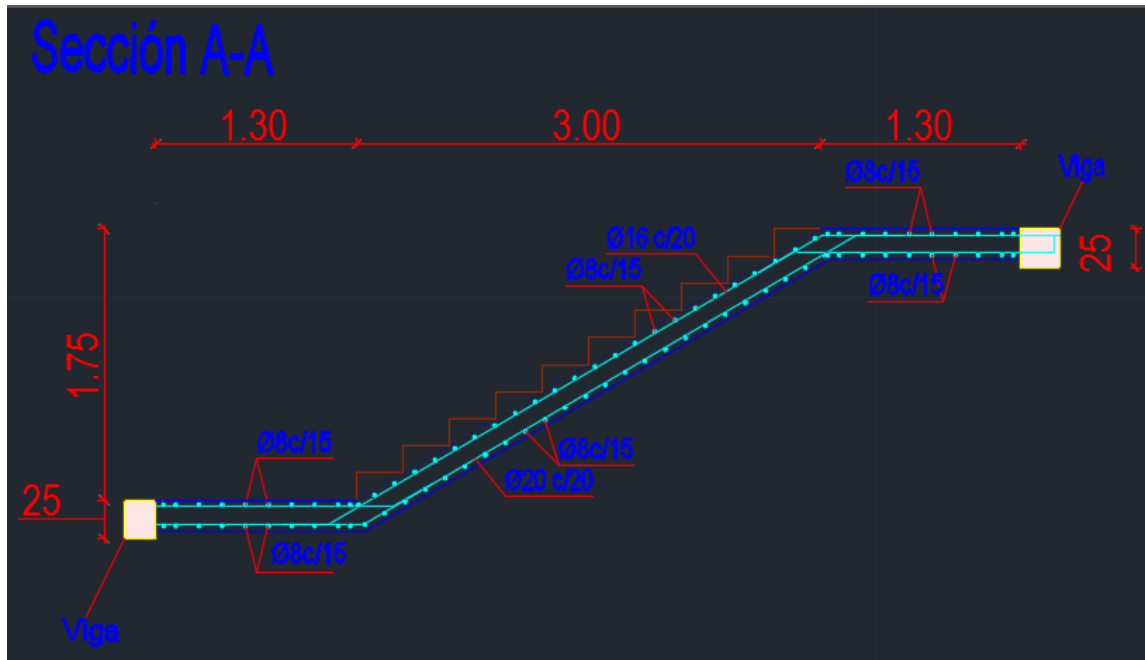
$$12,057.920 \text{ kg} \leq 20,300.975 \text{ kg} \text{ No necesita armadura transversal}$$

### Armadura de reparto y de temperatura

$$A_{\min} = w_{s \min} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17 = 2.550 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se utilizará Ø8 c/15**

**FUGURA N° 3.50: ARMADO DE LA ESCALERA**



**Fuente:** Elaboración propia.

### **3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto**

#### **3.6.1 Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas se muestran a detalle en el anexo A - 8 del presente proyecto.

#### **3.6.2 Precios unitarios**

El detalle de los precios unitarios se los puede ver en el anexo A - 9.

#### **3.6.3 Cómputos métricos**

Los resultados de los cómputos métricos de los ítems contemplados fueron calculados de acuerdo su unidad correspondiente y a detalle. Puede verse en el anexo A – 10.

#### **3.6.4 Presupuesto**

El presupuesto general de la obra asciende a CINCO MILLONES NOVENTA Y TRES MIL CIENTO SETENTA Y TRES 68/100 Bs. El detalle por costo de ítem véase en anexo A – 11.

#### **3.6.5 Cronograma de obra**

El cronograma de ejecución fue elaborado de acuerdo al capítulo anterior, con la ayuda del software Microsoft Project, dando en total 319 días calendario de ejecución, para ver más detalles ver el anexo A – 12.

**CAPÍTULO IV**  
**APORTE**  
**ACADÉMICO**



## CAPÍTULO IV

### 4 APORTE ACADÉMICO (DISEÑO ESTRUCTURAL DE RAMPA)

El aporte académico del estudiante consiste en la comparación de una rampa con losa aligerada y una rampa con losa maciza.

#### 4.1 Planteamiento

Uno de los intereses en el diseño de una edificación, es proporcionar la libre accesibilidad de las personas, priorizando la libre circulación de las personas con discapacidad al medio físico.

No todas las edificaciones educacionales, disponen de medios de circulación vertical accesibles a personas con movilidad reducida, generando la inasistencia en estos centros educativos.

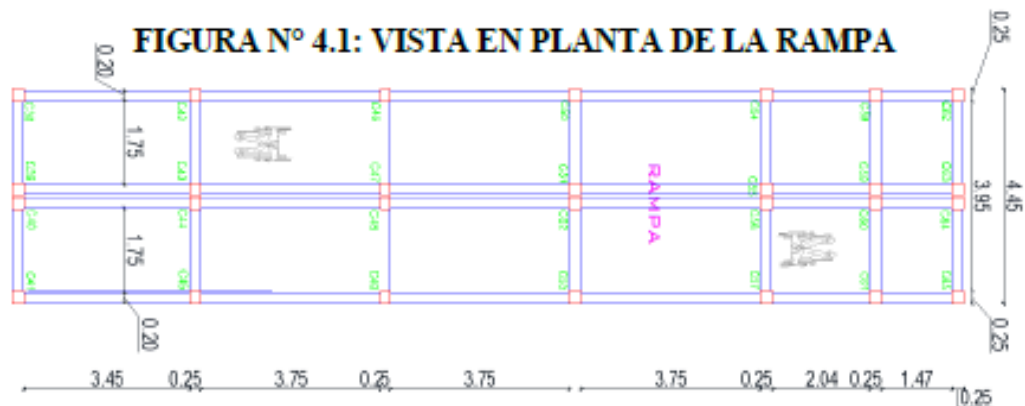
Dado que el pre dimensionado de la rampa daría como resultado una estructura aproximada de 20 metros de longitud, sobre una superficie de 88 metros cuadrados, para salvar un desnivel de 7.40 m.

Es por eso que se presenta esta estructura como aporte académico.

#### 4.2 Alcance del aporte

El alcance que tiene es de hacer un diseño para la losa aligerada y la losa maciza.

Luego es de analizar ambos diseños comparando las dos alternativas y cual es mejor para el diseño.

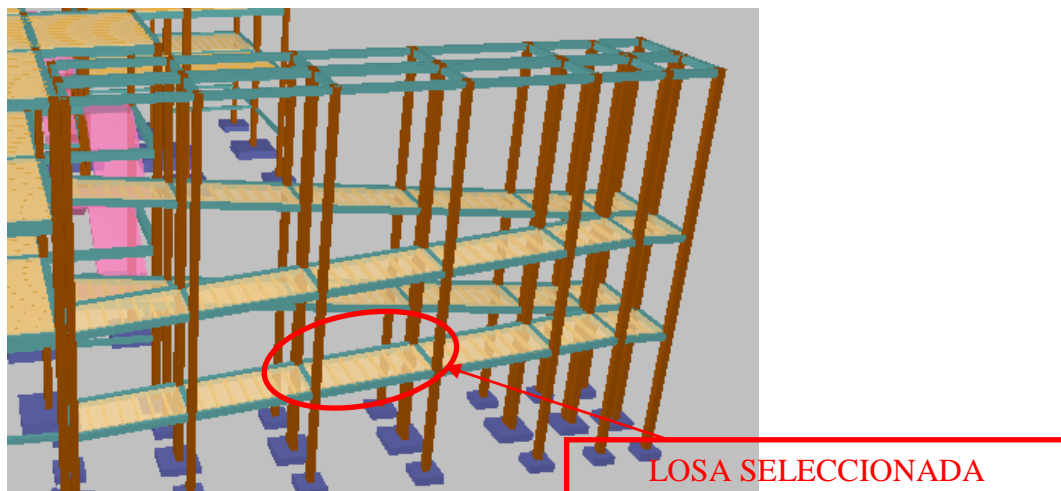


**Fuente:** Planos arquitectónicos del proyecto.

### 4.3 Diseño de la losa aligerada

Para efectuar el diseño la losa aligerada se obtendrá los efectos máximos del paquete estructural Cypecad.

**FIGURA N° 4.2: FORJADOS INCLINADOS DE LOSA ALIGERADA**



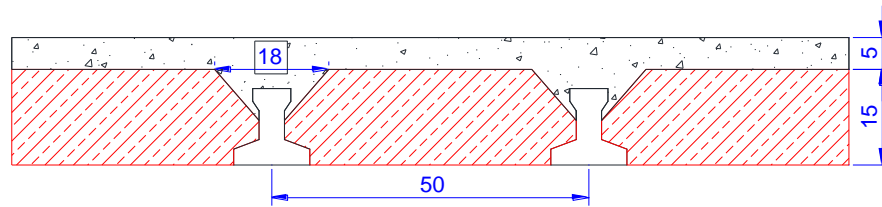
**Fuente:** Paquete estructural Cypecad.

Como la estructura es muy amplia y hacer un diseño manual completo para la determinación de esfuerzos es innecesario, se procederá al modelado de la estructura mediante el software Cypecad, posterior a eso se hará la verificación de un solo paño el que este más solicitado.

Datos:

$M_{\max(+)} = 0.330 \text{ t}\cdot\text{m}$	Momento máximo (positivo)
$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del H° (Capa de compresión).
$f_{ckv} = 350 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del H° vigueta.
$f_{yk} = 5,000 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero de refuerzo.
$f_{ykv} = 18,000 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero de refuerzo de la vigueta.
$h = 0.150 \text{ m}$	Altura del complemento.
$P = 0.500 \text{ m}$	Espaciamiento entre viguetas.
$L = 1.950 \text{ m}$	Longitud de la vigueta.
$Sc = 500 \text{ kg/m}^2$	Sobrecarga de uso.

**FIGURA N° 4.3: VIGUETAS Y COMPLEMENTO DE PLASTOFORM A EMPLEAR**



**Fuente:** Elaboración propia.

### **Cálculo del ancho efectivo**

Como en ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas, entonces se tiene que:

$$b_e = 50 \text{ cm}$$

### **Cálculo de la relación modular o coeficiente de equivalencia**

Los esfuerzos elásticos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolocado de más alta calidad. Si se desea transformar del hormigón armado al hormigón pretensado:

$$f_c = \frac{E_C}{E_{CP}} \cdot f_{CP} \quad \rightarrow \quad f_c = n \cdot f_{CP}$$

donde:

$f_c$ ;  $E_C$ : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

$f_{CP}$ ;  $E_{CP}$ : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.

$n$ : Relación modular de los concretos, donde el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolocado de más alta calidad.

$$n = \frac{E_C}{E_{CP}} = \frac{19000 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{19000 \cdot \sqrt{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{cp}}} = 0.85$$

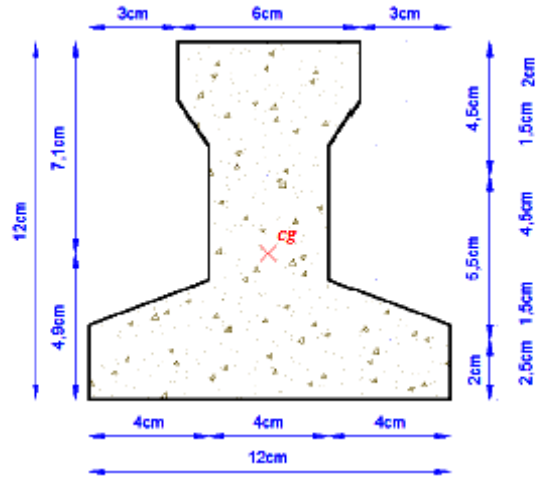
Acero.- El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir pre esfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto pre esforzado.

La tensión de rotura última del acero pretensado (según productos: CONCRETEC), es:

$$f_y = 18,000 \text{ kg/cm}^2$$

**Cálculo de las características geométricas**

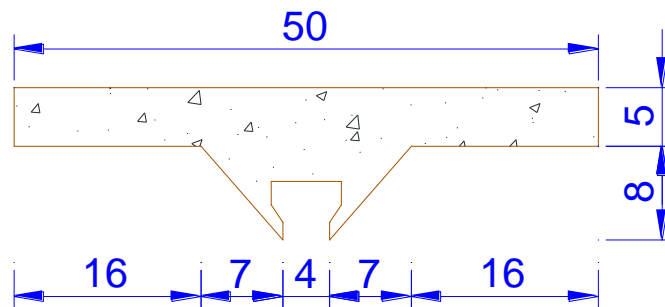
**FIGURA N° 4.4: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA VIGUETA PRETENSADA**



**Fuente:** Elaboración propia.

- $A_c = 79.500 \text{ cm}^2$       Area de la sección transversal de la vigueta.
- $C_i = 4.896 \text{ cm}$       Brazo mecánico inferior.
- $C_s = 7.104 \text{ cm}$       Brazo mecánico superior.
- $I_{xc} = 1115.456 \text{ cm}^4$       Momento de inercia respecto al eje x.

**FIGURA N° 4.5: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA CARPETA DE HORMIGÓN IN SITU**

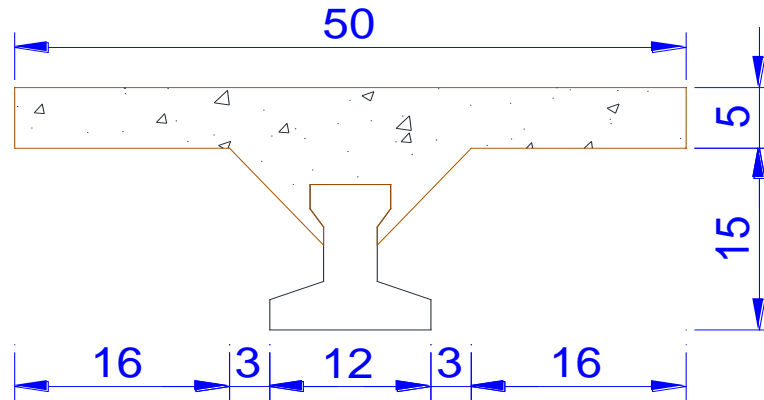


**Fuente:** Elaboración propia.

- $A_c = 312.50 \text{ cm}^2$       Área de la sección transversal de la vigueta.

$C_i = 9.542 \text{ cm}$  Brazo mecánico inferior.  
 $C_s = 3.458 \text{ cm}$  Brazo mecánico superior.  
 $I_{XC} = 1862.591 \text{ cm}^4$  Momento de inercia respecto al eje x.

**FIGURA N° 4.6: CARACTERÍSTICA SECCIÓN COMPUESTA VIGUETA Y CARPETA DE HORMIGÓN**



**Fuente:** Elaboración propia.

$A_c = 392 \text{ cm}^2$  Área de la sección transversal de la vigueta.  
 $C_i = 14.180 \text{ cm}$  Brazo mecánico inferior.  
 $C_s = 5.820 \text{ cm}$  Brazo mecánico superior.  
 $I_{XC} = 11573.677 \text{ cm}^4$  Momento de inercia respecto al eje x.

**Aplicando el coeficiente modular se tienen las siguientes características**

Haciéndose que las secciones tomen la forma de una sección en T :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow b = \frac{I \cdot 12}{12^3}$$

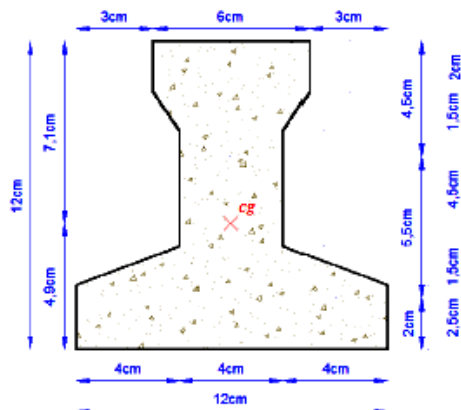
$$I_{XC} = 1115.456 \text{ cm}^4$$

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

$$n = 1.18$$

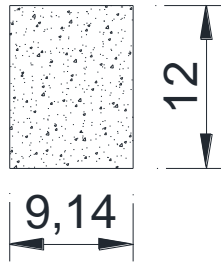
$$I_e = I_{XC} \cdot n = 1,316.238 \text{ cm}^4$$

$$b_{250} = \frac{I_e \cdot 12}{12^3} = \frac{1,316.238 \cdot 12}{12^3} = 9.141 \text{ cm}$$

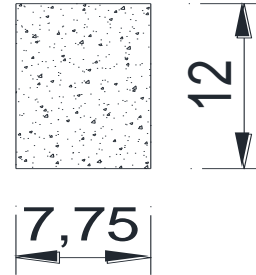


$$b_{350} = \frac{I \cdot 12}{12^3} = \frac{1,115.45 \cdot 12}{12^3} = 7.746 \text{ cm}$$

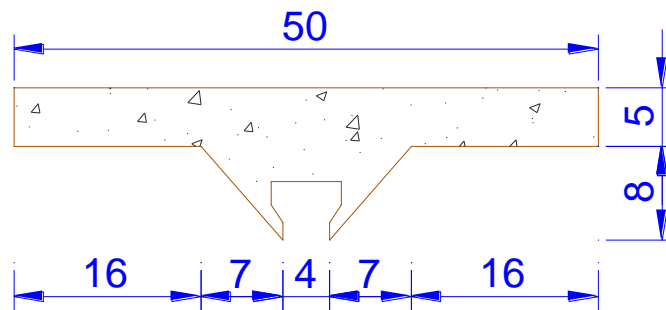
Para hormigón de  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$



Para hormigón de  $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$



Para la carpeta de hormigón colocado en situ:



$$I_{XC} = 1,862.591 \text{ cm}^4$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

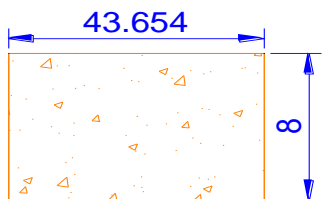
$$n = 0.85$$

$$I_e = I_{XC} \cdot n = 1,583.202 \text{ cm}^4$$

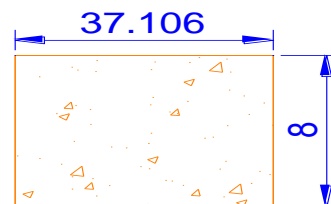
$$b_{250} = \frac{I \cdot 12}{h^3} = \frac{1,862.591 \cdot 12}{8^3} = 43.654 \text{ cm}$$

$$b_{350} = \frac{I \cdot 12}{h^3} = \frac{1,583.202 \cdot 12}{8^3} = 37.106 \approx 11 \text{ cm}$$

Para hormigón de  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

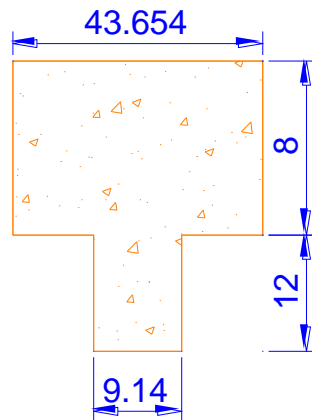


Para hormigón de  $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$



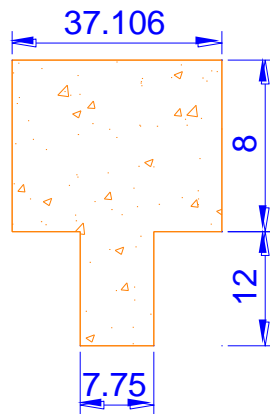
Finalmente la sección homogeneizada queda de la siguiente manera

**FIGURA N° 4.7: SECCIÓN HOMOGENEIZADA PARA HORMIGÓN**  
**FCK=250 Kg/ cm<sup>2</sup>**



Fuente: Elaboración propia.

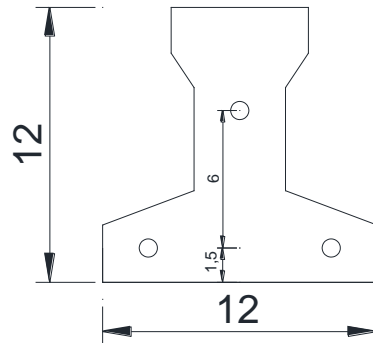
**FIGURA N° 4.8: SECCIÓN HOMOGENEIZADA PARA HORMIGÓN**  
**FCK=350 Kg/ cm<sup>2</sup>**



Fuente: Elaboración propia.

### Cálculo del momento último

**FIGURA N° 4.9: VIGUETA PRETENSADA Y SU ARMADURA**



**Fuente:** Elaboración propia.

Área de acero de  $\varnothing = 5 \text{ mm}$

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (0.5 \text{ cm})^2 = 0.196 \text{ cm}^2$$

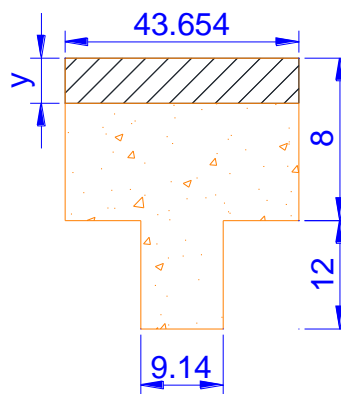
para 3 barras tenemos un  $A = 0.196 \text{ cm}^2 \cdot 3 = 0.588 \text{ cm}^2$

Cálculo del canto útil  $d$

$$y_{cp} = \frac{A_i \cdot d}{\sum A_i} = \frac{0.196 \cdot 2 \cdot 1.5 + 0.196(1.5 + 2.5 + 3.5)}{0.504} = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - y_{cp} = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

**FIGURA N° 4.10: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA FIBRA DE COMPRESIONES**



**Fuente:** Elaboración propia.

Altura de la fibra de compresiones

$$y = \frac{A \cdot f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{0.588 \cdot 15,652.17}{0.85 \cdot 166.667 \cdot 43.654} = 1.488 \text{ cm}$$



Se tiene que ( $y = 1.488 \text{ cm}$ ) < ( $hf = 8 \text{ cm}$ ) se determina como una seccion rectangular de ancho  $b = 43.654 \text{ cm}$

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d - 0.5 \cdot y)$$

$$M_U = 0.85 \cdot 166.667 \text{ kg/cm}^2 \cdot 43.654 \text{ cm} \cdot 1.488 \text{ cm} \cdot (17 \text{ cm} - 0.5 \cdot 1.488)$$

$$M_U = 149,592.290 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 1.496 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Momento actuante en la vigueta es:  $M_d = 0.330 \text{ t} \cdot \text{m}$

### Verificación

$(M_U = 1.496 \text{ t} \cdot \text{m}) > (M_d = 0.33 \text{ t} \cdot \text{m})$  CUMPLE!!!

**CUADRO N° 4.1: CANTIDAD Y VOLÚMENES DE MATERIALES (LOSA ALIGERADA)**

	Hormigon m <sup>3</sup>	Barras kg	Encofrado m <sup>2</sup>	Complemento Pza	Viguetas pza
<b>TOTAL</b>	4.202	171	16.980	76	76

**Fuente:** Elaboración propia.

**CUADRO N° 4.2: COSTOS DE MATERIALES (LOSA ALIGERADA)**

PRESUPUESTO						
		REND.	UNIDAD	P.U.	CANTIDAD	MONTO
			m <sup>3</sup>		4.202	
<b>Hormigón</b>	Cemento	420	kg	1.100	1764.840	1941.324
	Arena	0.670	m <sup>3</sup>	137.500	2.815	387.062
	Grava	0.670	m <sup>3</sup>	125.000	2.815	351.875
<b>Acero</b>			kg	6.300	171	1077.300
<b>Vigueta</b>			Pza.	52.650	76.000	4001.400
<b>Complemento</b>			Pza.	30.000	76.000	2280
<b>Madera</b>			p <sup>2</sup>	8.000	182.771	1462.168
<b>Mano de obra</b>			m <sup>2</sup>	68.300	84.040	5739.932
<b>TOTAL</b>						17241.061 Bs

**Fuente:** Elaboración propia.

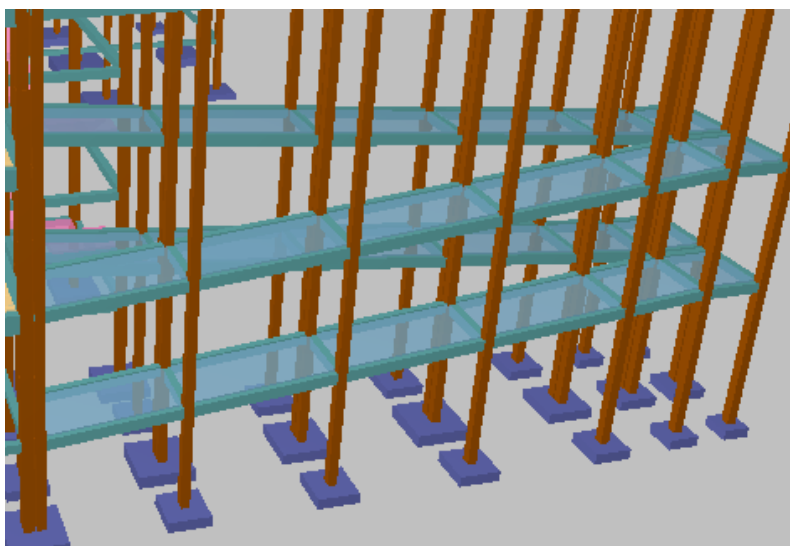
### CUADRO N° 4.3: DIMENSIONES DE ZAPATAS (LOSA ALIGERADA)

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACION (LOSA ALIGERADA)				
REFERENCIA	DIMENSIONES (cm)	CANTO (cm)	ARMADO INF. X	ARMADO INF. Y
(24-41)	150 X 150	30	6Ø12 C/24	6Ø12 C/26
38	85 X 85	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30
(39-40)	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
42	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
(43-44)	145 X 145	30	5Ø12 C/28	6Ø12 C/24
45	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
46	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
(47-48)	145 X 145	30	5Ø12 C/28	6Ø12 C/24
49	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
50	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
(51-52)	145 X 145	30	5Ø12 C/28	6Ø12 C/24
53	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
54	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
(55-56)	135 X 135	30	5Ø12 C/30	5Ø12 C/30
57	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
58	85 X 85	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30
(59-60)	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
61	85 X 85	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30
62	75 X 75	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30
(63-64)	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
65	75 X 75	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4 Diseño de la losa maciza

FIGURA N° 4.11: FORJADOS INCLINADOS DE LOSA MACIZA



Fuente: Paquete estructural Cypecad.

Datos:

L= 3.800 m      Longitud horizontal de la losa

A= 1.750 m      Ancho de la losa

t = 0.12 m      Espesor de la losa

Sc= 500 kg/m<sup>2</sup>      Sobrecarga de uso

### Análisis de cargas

Peso propio = 2500 kg/m<sup>3</sup> · 0.12 m = 300 kg/m<sup>2</sup>

Carpeta de nivelación = 60 kg/ m<sup>2</sup>

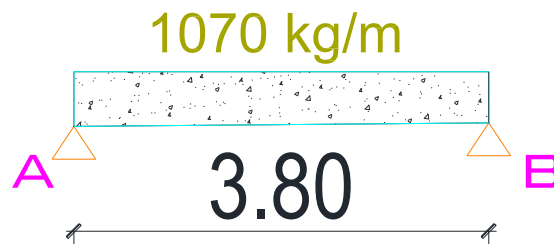
Baranda = 210 kg/ m<sup>2</sup>

Sobrecarga de uso = 500 kg/m<sup>2</sup>

Carga total = 1,070 kg/m<sup>2</sup> · 1 m = 1,070 kg/m

### Clasificación de losa

$\epsilon = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.800}{1.75} = 2.171 > 2$  (Se calcula como una viga simplemente apoyada).



RA=RB= 2,033 kg

Mmax= 1,931.350 kg·m

Mayorando el momento:

Md= 1,931.350 kg·m · 1.6 = 3,090.160 kg·m

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3,090.160 \cdot 100}{100 \cdot 9.500^2 \cdot 166.667} = 0.205$$

$$\mu_{d\lim} = 0.3190 \text{ ----- } 0.205 < 0.3190$$

$$\mu d = 0.205 \rightarrow w = 0.240$$

$$A_s = W \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.240 \cdot 100 \cdot 9.500 \cdot \frac{166.667}{4.347.826}$$

$$A_s = 8.740 \text{ cm}^2$$

Con la cuantía mecánica mínima para el acero AE 500, encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza, para vigas con armadura en tracción.

$$w_{smin} = 0.0015$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \cdot 9.500$$

$$A_{smin} = 1.425 \text{ cm}^2.$$

Para el dimensionamiento de la armadura negativa de refuerzo, tomamos el valor mayor de las áreas de acero calculadas anteriormente:

$$A_s = 8.740 \text{ cm}^2$$

**Se utilizará Ø12 c/10**

Verificación al corte

$$V = 2,033 \text{ kg}$$

$$Vd = 2,033 \text{ kg} \cdot 1.600 = 3,252.800$$

$$f_{vd} = 0.500 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.500 \cdot \sqrt{166.667}$$

$$f_{vd} = 6.455 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.455 \cdot 100 \cdot 9.500 = 6,132.250 \text{ kg}$$

$$V_d < V_{cu}$$

$$3,252 \text{ kg} < 6,132.250 \text{ kg}$$

Por lo tanto mi losa no necesita armadura transversal o de corte por lo que se colocará armadura mínima.

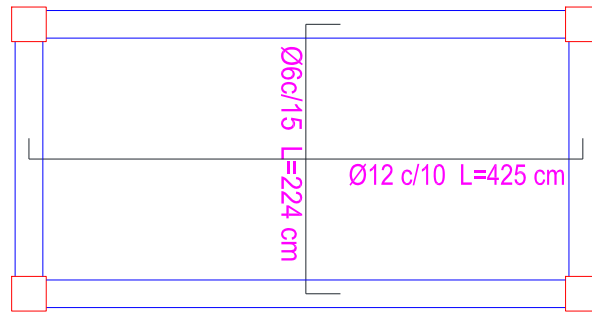
$$w_{smin} = 0.0015$$

$$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \cdot 9.500$$

$$A_{smin} = 1.425 \text{ cm}^2.$$

**Se utilizará Ø6 c/15**

**FIGURA N° 4.12: ARMADO DE LOSA MACIZA.**



**Fuente:** Elaboracion propia.

**CUADRO N° 4.4: CANTIDAD Y VOLÚMENES DE MATERIALES (LOSA MACIZA)**

	Hormigón m <sup>3</sup>	Barras Kg	Encofrado m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	10.085	945	94.228

**Fuente:** Elaboración propia.

**CUADRO N° 4.5: COSTOS DE MATERIALES (LOSA MACIZA)**

PRESUPUESTO						
		REND.	UNIDAD	P.U (Bs)	CANTIDAD	MONTO
					10.085	
<b>Hormigón</b>	cemento	420	kg	1.100	4235.700	4659.270
	Arena	0.67	M3	137.500	6.757	929.088
	grava	0.67	M3	125	6.757	844.625
<b>acero</b>			kg	6.30	945	5953.500
<b>Madera</b>			p <sup>2</sup>	8	1014.262	8114.096
<b>Mano de obra</b>			M3	636	10.085	6414.06
						26,914.639 Bs
<b>TOTAL</b>						

**Fuente:** Elaboración propia.

**CUADRO N° 4.6: DIMENSIONES DE ZAPATAS (LOSA MACIZA)**

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACION (LOSA MACIZA)				
REFERENCIA	DIMENSIONES (cm)	CANTO (cm)	ARMADO INF. X	ARMADO INF. Y
(24-41)	150 X 150	30	6Ø12 C/24	6Ø12 C/26
38	85 X 85	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30
(39-40)	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
42	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
(43-44)	155 X 155	35	6Ø12 C/28	6Ø12 C/24
45	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
46	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
(47-48)	145 X 145	30	5Ø12 C/27	6Ø12 C/24
49	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
50	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
(51-52)	155 X 155	35	6Ø12 C/28	6Ø12 C/24
53	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
54	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
(55-56)	135 X 135	30	5Ø12 C/30	5Ø12 C/25
57	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
58	85 X 85	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30
(59-60)	115 X 115	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
61	85 X 85	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30
62	75 X 75	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30
(63-64)	105 X 105	30	4Ø12 C/30	4Ø12 C/30
65	75 X 75	30	3Ø12 C/30	3Ø12 C/30

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5 Análisis comparativos de diseños

**CUADRO N° 4.7: CUADRO COMPARATIVO LOSA ALIGERA vs LOSA MACIZA**

RESUMEN		
	ALTERNATIVA 1 LOSA ALIGERADA	ALTERNATIVA 2 LOSA MACIZA
<b>PRECIO (Bs)</b>	17241.061	26914.639
<b>ZAPATAS (cm)</b>		
(24-41)	150 X 150 X 30	150 X 150 X 30
38	85 X 85 X 30	85 X 85 X 30
(39-40)	105 X 105 X 30	115 X 115 X 30
42	105 X 105 X 30	115 X 115 X 30
(43-44)	145 X 145 X 30	155 X 155 X 35
45	105 X 105 X 30	115 X 115 X 30
46	105 X 105 X 30	115 X 115 X 30

<b>(47-48)</b>	145 X 145 X 30	145 X 145 X 30
<b>49</b>	105 X 105 X 30	115 X 115 X 30
<b>50</b>	115 X 115 X 30	115 X 115 X 30
<b>(51-52)</b>	145 X 145 X 30	155 X 155 X 35
<b>53</b>	105 X 105 X 30	115 X 115 X 30
<b>54</b>	105 X 105 X 30	105 X 105 X 30
<b>(55-56)</b>	135 X 135 X 30	135 X 135 X 30
<b>57</b>	105 X 105 X 30	105 X 105 X 30
<b>58</b>	85 X 85 X 30	85 X 85 X 30
<b>(59-60)</b>	105 X 105 X 30	115 X 115 X 30
<b>61</b>	85 X 85 X 30	85 X 85 X 30
<b>62</b>	75 X 75 X 30	75 X 75 X 30
<b>(63-64)</b>	105 X 105 X 30	105 X 105 X 30
<b>65</b>	75 X 75 X 30	75 X 75 X 30

**Fuente:** Elaboración propia.

Como se pudo observar en el desarrollo del aporte académico realizar una rampa con losa maciza saldría más costosa hablando económicamente, técnicamente ambas proporcionan seguridad y estabilidad para dicho diseño.

Ahora una rampa con losa maciza ocasiona un mayor peso, respecto al diseño de losa aligerada y esto ocasiona que las zapatas incrementen sus dimensiones como se puede ver en la tabla N° 4.7 dimensiones que me proporciona el software Cypecad en sus dos diseños estructurales de la rampa y este incremento de dimensiones ocasiona un costo más elevado al diseño general. En los planos se puede ver la comparación de los dos diseños (fundaciones y losas).

Ahora por este motivo se dispone en el diseño rampa con losas alivianadas con viguetas pretensadas y complementos de plastoform, porque presenta grandes ventajas como bajo valor de comercialización de sus elementos, rapidez constructiva, no requiere mano de obra especializada y sobre todo es mucho más liviana en comparación de una losa maciza. La adopción de este tipo de losa con plastoform, también ayuda a optimizar la aislación térmica, sin absorber calor y proporciona equilibrio en la temperatura interna. Este tipo de losas son auto-soportantes, lo que quiere decir que se elimina la cimbra de contacto, únicamente requieren de un apuntalamiento al centro de los claros, lo que les vuelve mucho más económicas.

**CONCLUSIONES**  
**Y**  
**RECOMENDACIONES**



## CONCLUSIONES

Una vez finalizado con el diseño estructural del colegio-internado San Telmo Río Bermejo (municipio Padcaya), se llega a las siguientes conclusiones:

- ✓ Se cumplió con el objetivo general, el de diseñar y calcular la estructura de sustentación del proyecto presentado.
- ✓ El estudio de suelos se realizó en el lugar de emplazamiento de la obra, en un total de 3 pozos, mediante dichos estudios se llegó a tomar la decisión de realizar la fundación a una profundidad de -2.30 m, con una capacidad portante del terreno de 1.320 kg/cm<sup>2</sup>, considerando un suelo apto para el diseño de zapatas aisladas.
- ✓ Se empleó las normas adecuadas para el diseño estructural tanto como para el hormigón armado (Norma Boliviana del hormigón armado CBH-87), como para el diseño de la estructura metálica (Método americano LRFD).
- ✓ El diseño de la estructura de sustentación aporticada y la estructura metálica, se realizó utilizando el paquete computacional Cypecad 2017, del cual los resultados obtenidos en los elementos estructurales más críticos, fueron verificados realizando el diseño de forma manual.
- ✓ Los análisis de cargas actuantes en la estructura se tomaron en cuenta tanto el peso propio de los elementos estructurales calculados de manera automática en el Cypecad, las cargas de servicio de acuerdo a los usos de los ambientes, para edificios y las cargas muertas ejercidas por el acabado del proyecto.
- ✓ En el análisis de cargas para el diseño de la cubierta se consideró el peso propio de los elementos estructurales que lo componen, la sobrecarga de mantenimiento y la presión ejercida del viento que se calculó para una velocidad máxima histórica ejercida en el lugar de 131.600 km/h, la cual fue obtenida de los datos publicados por el senamhi.
- ✓ El diseño de la estructura de sustentación de la cubierta, que consta de cerchas metálicas tipo Howe y cerchas tipo Diente de sierra, debido a que sus características se adecuan a las solicitaciones de la cubierta, los elementos de las cerchas son perfiles tubulares de 150x50x2 mm y un perfil costanera de 100x50x15x3 mm para la cercha tipo Howe mientras que para la cercha Diente de sierra se usó perfil tubular de 100x50x2 mm y perfil costanera similar a la cercha tipo Howe. Uniformizando las mismas por motivos

constructivos, siendo unidos mediante soldadura debido a la compatibilidad entre el material y los electrodos empleados.

✓ Los nudos de la cercha fueron dispuestos de tal manera que las cargas actúen directamente en los nudos y esto se logró colocando las correas y sus apoyos en los nudos de la cercha, de esta manera los elementos de la misma trabajan en tracción y compresión.

✓ La viga de acuerdo a la situación más crítica es la que se encuentra entre las columnas C30 y C33 pórtico 13 de la segunda planta, siendo la sección más adecuada 0.30 x 0.50 m. Se pudo verificar que la misma no necesita armadura a compresión, por lo tanto se colocara 2 Ø10 como armadura constructiva y como armadura positiva tenemos 5 Ø16 y los refuerzos en los apoyos por momento negativo fueron de 2 Ø16 en el apoyo C30, mientras que en el apoyo C33 es de 4 Ø20, el cálculo de anclaje de las armaduras se realizó a partir de lo indicado en la norma CBH 87 y por razones constructivas y de seguridad se optó por colocar una longitud de patilla de 15 cm en todos los elementos, los estribos se dispusieron de Ø8. La viga se diseñó en el dominio 3 donde el acero y el hormigón trabajan cerca de su límite.

✓ Una vez concluido el cálculo manual de la viga más crítica, se puede observar una diferencia en el cálculo de estribos donde el Cypecad necesita 25 estribos en toda la viga, mientras manualmente se necesita 28 estribos. Lo cual nos indica que lo más aconsejable es realizar un cálculo manual del programa que se utilice.

✓ La columna que se llevó a cabo la verificación tiene una dimensión 0.30 x 0.30 m, fue verificada a pandeo, la cual corresponde a una columna intermedia por el rango de su esbeltez mecánica (de 36 a 100), como armadura principal tenemos 6 Ø12 y los estribos de Ø6 C/15 cm.

✓ El tipo de losa escogida para los entre pisos fue losas alivianadas, ya que las luces entre columnas son ideales para este tipo de forjados desde el punto de vista económico, son de viguetas pretensadas disponibles en el medio local, el paño más solicitado tiene viguetas de 5.700 m y el complemento de plastoform de 25x52x130 cm (disponibles en Concrettec) y la capa de compresión de hormigón es de 0.05 m, la altura de la losa más crítica es de 0.30 m y se verificaron las mismas de acuerdo al momento último que soporta la viga.

✓ Las zapatas aisladas (cuadradas) son adecuadas de acuerdo al suelo de fundación existente, la zapata es de 2.60 m de lado y 0.55 m de alto, teniendo aceros de 17 Ø12c/15 en

ambos lados, verificando al punzonamiento, al deslizamiento y al vuelco, trabajando perfectamente.

✓ Para las escaleras se adoptó una sobrecarga de  $400 \text{ Kg/m}^2$  en la misma se tomó en cuenta el golpe de impacto que se producen en las mismas, porque estos son los lugares que presentan mayor conglomeración de alumnos en caso de alguna evacuación por cualquier circunstancia, por eso se diseñan estos elementos siempre a favor de la seguridad.

✓ Haciendo un análisis de lo que es el presupuesto, este tiene un precio referencial de aproximadamente de CINCO MILLONES NOVENTA Y TRES MIL CIENTO SETENTA Y TRES 68/100 Bs. esto implica aproximadamente  $2,324 \text{ bs/m}^2$  de construcción sin tomar en cuenta los que son las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas.

✓ El aporte académico que consta del diseño estructural de una rampa con losa aligerada. Se dispuso de losas alivianadas con viguetas pretensadas y complementos de plastoform, por que presenta grandes ventajas como bajo valor de comercialización de sus elementos, rapidez constructiva, no requiere mano de obra especializada y sobre todo es mucho más liviana en comparación de una losa maciza. La adopción de este tipo de losa con plastoform, también ayuda a optimizar la aislación térmica, sin absorber calor y proporciona equilibrio en la temperatura interna. Este tipo de losas son auto-soportantes, lo que quiere decir que se elimina la cimbra de contacto, únicamente requieren de un apuntalamiento al centro de los claros, lo que les vuelve mucho más económicas. En el mismo aporte académico se realizó una comparación económica, constructivo y estructural de una rampa con losa maciza vs una rampa con losa aligerada y de esta comparación se tiene como resultado que es mucho mejor la rampa con losa aligerada desde un punto de vista económico, constructivo y estructural.

✓ En cuanto al tiempo de realización del proyecto planteado por el estudiante se estima un tiempo aproximado de 319 días calendarios para su ejecución.

✓ Para la determinación del tiempo de ejecución del proyecto se realizó con el programa Microsoft Project, en el cual se puede ver la ruta crítica, a partir de los ítems a ejecutarse, el cronograma del proyecto se lo realizó por fases; fase 1 todo o que es la planta baja más fundaciones, la fase 2 primera planta, fase 3 tercera planta, fase 4 obra fina y la fase 5 trabajos de acabado, se realizó de esta manera para poder tener un mejor control del tiempo en la realización de cada ítem.

## RECOMENDACIONES

Se formulan las siguientes:

- ✓ Es necesario realizar una verificación manual de los elementos, ya que presentan variaciones en su armado que pueden llegar a ser de gran importancia, para tener una referencia de comparación con los resultados que entregue cualquier software.
- ✓ En el momento de realizar el cálculo manual, trabajar con los valores de materiales que se encuentra en nuestro medio y no con datos que me ofrece el software.
- ✓ Es de fundamental importancia tomar en cuenta los recubrimientos de las piezas de hormigón armado, ya que el recubrimiento en las piezas cumple la función de protección de las armaduras contra la corrosión.
- ✓ Se recomienda poner armadura de piel para aquellas vigas con alturas mayores a 60 cm, según la norma CBH-87 para evitar fisuras por retracción.
- ✓ Se recomienda que en lo posible se trate de uniformizar las dimensiones de los elementos estructurales, para economizar en la parte del encofrado y resulta fácil y rápido de construir.
- ✓ Se recomienda hacer un buen detallado de los cálculos métricos, de los ítems construidos en el proyecto para obtener un costo muy aproximado a la realidad y no tener imprevistos por falta de presupuesto.
- ✓ En el detalle de los insumos para el cálculo de precios unitarios, se recomienda contemplar todos los materiales necesarios para ese ítem y también todos los obreros en la mano de obra necesarios para llevar a cabo ese ítem de esa manera evitarse la falta de presupuesto en la construcción de dicha actividad.