

## **1.ANTECEDENTES**

### **1.1 El problema**

#### **1.1.1 Planteamiento**

Actualmente la dirección distrital de educación del municipio de Incahuasi cuenta con un lugar de emplazamiento para la construcción de una nueva dirección distrital de educación, tiene un diseño arquitectónico elaborado por la entidad del Gobierno Autónomo Municipal de Incahuasi (GAMI) y no cuenta con un diseño estructural para su posterior construcción el cual se convierte en el objetivo de este proyecto de Ingeniería Civil.

#### **1.1.2 Formulación**

Las alternativas de planteo estructural son los siguientes:

a)

- Estructura de sustentación de la cubierta (cubierta plana) con losa unidireccional alivianada de viguetas pretensadas y losa maciza.
- Estructura de sustentación de la edificación porticada, conformada por columnas y vigas de hormigón armado.
- Entrepisos de losa unidireccional alivianada con viguetas pretensadas y losa maciza.
- Fundación superficial con losa de cimentación (radier).

b)

- Estructura de sustentación de la cubierta (cubierta plana) con losa maciza y losa casetonada con casetón perdido de poliestireno.
- Estructura de sustentación de la edificación porticada, conformada por columnas y vigas de hormigón armado.
- Entrepisos de losa unidireccional alivianada con viguetas pretensadas y losa casetonada con casetón perdido de poliestireno para luces grandes.
- Fundación superficial con zapatas aisladas, medianera y de esquina, con vigas centradoras para las zapatas medianeras y de esquina.

### **1.1.3 Sistematización**

Analizando los resultados de estudio de suelos y las alternativas de planteamiento estructural, la alternativa elegida es (b).

- Estructura de sustentación de la cubierta (cubierta plana) con losa maciza y losa casetonada con casetón perdido de poliestireno.
- Estructura de sustentación de la edificación porticada, conformada por columnas y vigas de hormigón armado.
- Entrepisos de losa unidireccional alivianada con viguetas pretensadas y losa casetonada con casetón perdido de poliestireno para luces grandes.
- Fundación superficial con zapatas aisladas, medianera y de esquina, con vigas centradoras para las zapatas medianeras y de esquina.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 General**

Realizar el diseño estructural del edificio de la Dirección Distrital de Educación del Municipio de Incahuasi, de acuerdo a la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 y complementando con la Norma Española EHE-08.

### **1.2.2 Específicos**

- Analizar la topografía existente.
- Realizar el estudio de suelos para conocer los parámetros necesarios.
- Analizar los planos arquitectónicos y realizar el planteamiento estructural.
- Obtener las cargas de diseño
- Realizar el análisis estructural usando como herramienta el paquete estructural CYPECAD.
- Realizar el dimensionamiento y verificación manual de los diferentes elementos estructurales tomando en cuenta las solicitaciones más críticas del análisis estructural.
- Realizar cálculos métricos
- Realizar las especificaciones técnicas.
- Realizar el análisis de precios unitarios.

- Realizar el presupuesto y cronograma de ejecución de la obra.

### **1.3 Justificación**

#### **1.3.1 Académica**

Al realizar el proyecto se va a integrar los conocimientos adquiridos durante la formación académica en el área de estructuras para poder realizar el diseño estructural, desde la topografía, estudio de suelos, resistencia de materiales y como resultado final obtener la licenciatura de la carrera de Ingeniería Civil.

#### **1.3.2 Técnica**

Se aplica los conocimientos adquiridos en el área de estructuras durante la formación académica en la universidad y técnicamente el proyecto se justifica por el alcance que tiene en cuanto al diseño estructural de hormigón armado que se puede realizar según los planos arquitectónicos (ver anexo A. 8. Planos arquitectónicos) usando como herramienta el paquete estructural CYPECAD y poder obtener el título profesional de licenciatura en Ingeniería Civil.

#### **1.3.3 Social**

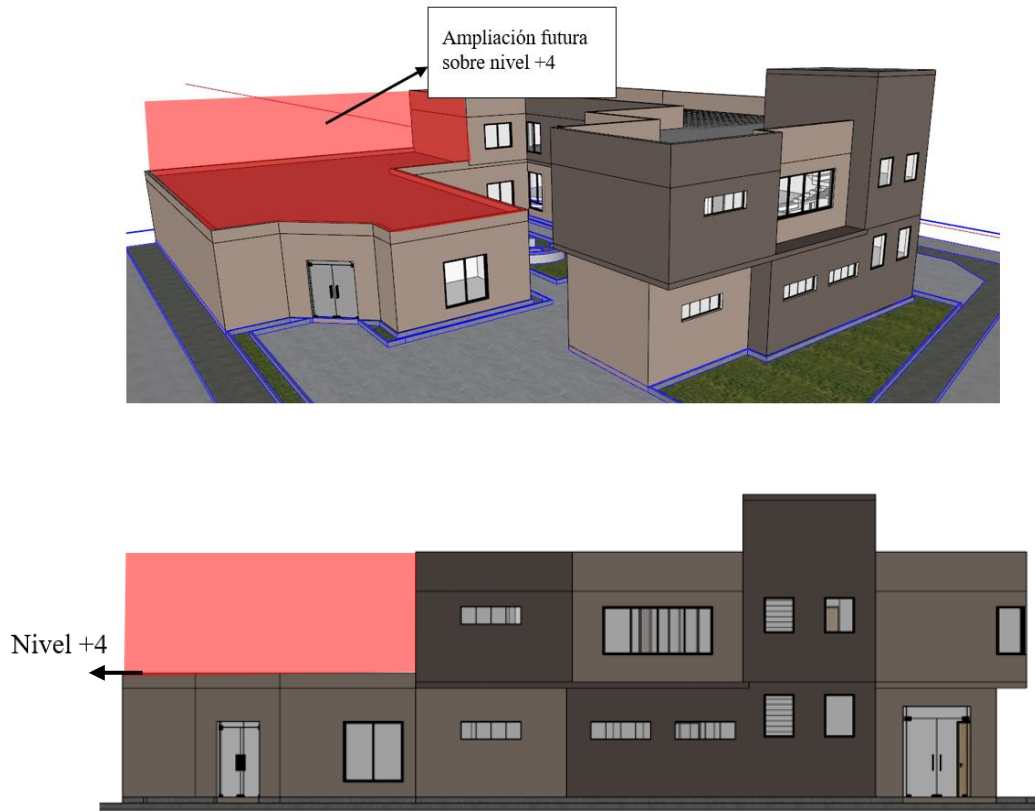
La construcción de una nueva Dirección Distrital de Educación del Municipio de Incahuasi beneficia a todo el personal educativo del municipio, tendrá oficinas propias ubicadas en una sola infraestructura, también ambientes adecuados para realizar sus diferentes reuniones, congresos, capacitación docente, etc.

### **1.4 Alcance del proyecto**

Realizar el diseño estructural del Edificio de la Dirección de Educación del Municipio de Incahuasi. También es importante definir las limitaciones de nuestro estudio de modo que se aclara que la estructura está diseñada contemplando una ampliación futura sobre el nivel +4 como se muestra en la figura 1.1 sombreado con rojo.

En el diseño estructural se contempla la ampliación futura sobre el nivel +4, se considera cubierta de losa plana en la ampliación. Los cálculos métricos, presupuesto y cronograma de ejecución se realiza de acuerdo a los planos arquitectónicos actuales y vista 3d del proyecto, (ver anexo A. 8. Planos arquitectónicos).

El alcance de este trabajo no incluye ningún cálculo de servicios como ser, instalaciones sanitarias, agua potable y electricidad. El presupuesto de obra tampoco contempla estos servicios.



**Figura 1.1: Ampliación futura sobre nivel +4.**

*Fuente: Adaptado de Modelado 3d Arquitectónico.*

### 1.5 Localización

El proyecto está ubicado en la localidad de Incahuasi perteneciente al Municipio de Incahuasi de la provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca; el municipio de Incahuasi limita al norte con los municipios de Azurduy y San Lucas, al oeste con el municipio de Villa Charcas, al este con el municipio de Monteagudo y al sur con el municipio de Culpina.

Geográficamente el proyecto está ubicado en una latitud  $20^{\circ}46'45.43''$  S y una longitud  $64^{\circ}51'58.73''$  O, a una altitud de 2970 m.s.n.m. y está a 185 km., de la ciudad de Tarija con un viaje aproximado de cuatro horas vía terrestre.



**Figura 1.2: Ubicación del proyecto en la localidad de Incahuasi.**

*Fuente: Adoptado de Google Heart.*

### **1.5.1 Información socioeconómica relativa al proyecto**

La localidad de Incahuasi cuenta con una población aproximada de 1500 habitantes. Los habitantes de la localidad, el 60% son agricultores y los demás son comerciantes o profesionales en las diferentes áreas.

El proyecto de la dirección distrital será construido para los profesionales (profesores) encargados en la educación del municipio, más del 90% de los profesores trabajan en escuelas rurales alejadas de la capital del municipio (Incahuasi), en muchas de las escuelas rurales todavía no existe ni servicios de electricidad. La población beneficiaria se muestra en la siguiente tabla 1.1.

<b>Detalle</b>	<b>Cantidad</b>
Maestros	220
Directores de núcleos educativos	10
Dirección distrital	7
Estudiantes	2500
<b>Total, beneficiarios</b>	<b>2737</b>

**Tabla 1.1: Población beneficiaria.**

*Fuente: Dirección Distrital de Educación Municipio Incahuasi.*

### **1.5.2 Servicios básicos existentes**

El lugar del proyecto cuenta con los servicios básicos de agua potable y alcantarillado sanitario, ambos administrados por CAPyS (Comité de Agua Potable y Saneamiento) creada por los usuarios de la localidad de Incahuasi, también cuenta con energía eléctrica administrada por ENDE (Empresa Nacional de Electricidad), servicios de telefonía e internet administrados por ENTEL (Empresa Nacional de Telecomunicaciones).

## **2. MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Levantamiento Topográfico**

Un levantamiento topográfico es la descripción o representación gráfica de un lugar.

Su objetivo es examinar la superficie cuidadosamente teniendo en cuenta las características físicas, geográficas y geodésicas del terreno, así como las alteraciones existentes consecuencia de la intervención del hombre como construcciones de taludes, excavaciones, canteras, etc.

A través de la utilización de instrumental especializado, el topógrafo realiza un escrutinio de la superficie del terreno y procede a la toma de datos, generalmente con un teodolito o estación total. Con los datos obtenidos en el levantamiento topográfico se realizan mapas o planos específicos de un lugar, describiendo particularmente las características del terreno, como los relieves o diferencias de altura que pueda haber. Con esta técnica de topografía se persigue principalmente determinar la posición del terreno entre dos puntos, sobre un plano horizontal. Aquí entra en funcionamiento la planimetría, que se define como el proceso de representación a escala de un terreno sobre un plano. Por ello, en esta fase se prescinde de elementos como la altura y el relieve del mismo.

Posteriormente, sobre la base del plano horizontal, se procede mediante el método de nivelación directa, a determinar la altura del terreno entre varios puntos. En esta nivelación se parte de un punto cuya altura es conocida, para proceder a la medición vertical de la altura del terreno, pudiendo establecer así cotas o la identificación de diversos puntos o coordenadas. Por siguiente es vital realizar varios puntos dentro y fuera del terreno con el fin de establecer curvas de nivel, cortes transversales y un replanteo del lugar contemplando así el levantamiento topográfico.

### **2.2 Estudio de Suelos**

Los estudios de suelos permiten conocer las características físicas, químicas y mecánicas del terreno donde se piensa construir, esto es, la composición estratigráfica, es decir las capas o estratos con diferentes características que componen el suelo, además del nivel de profundidad al que deben realizarse las fundaciones en la construcción.

Para realizar el estudio de suelos se debe hacer una exploración del subsuelo que consta de varios pasos.

- 1.- Recopilación de información preliminar sobre el tipo de estructura que se construirá, carga de las columnas aproximadas y su separación, una idea general de la topografía y el tipo de suelo que se encuentra en el sitio.
- 2.- Reconocimiento donde se hace la inspección visual del sitio para obtener información acerca de la topografía general del sitio, posible existencia de zanjas, tiraderos de escombros o materiales, tipo de vegetación en el sitio que puede indicar la naturaleza del suelo, tipos de construcciones cercanas, etc.
- 3.- Investigación del sitio que consiste en realizar pruebas en el suelo para recolección de muestras de suelos a intervalos deseados para la observación posterior y pruebas en laboratorio.

El ensayo de penetración estándar (SPT) es de los más usados y económicos en nuestro medio para la exploración del subsuelo, este ensayo se encuentra estandarizado por la ASTM D-1586. Su objetivo es obtener muestras representativas del suelo para fines de identificación y ejecución de ensayo de laboratorio, además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo. Su utilización no se limita a suelos granulares, ya que el ensayo también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves. El SPT es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación; consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso de 63.5 kg. (140 lb) y 762 mm (30 pulg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo una distancia de 305 mm. (1.0 pies) él toma muestras. Cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm (1.45 pulgadas) y 50.8 mm (2.0 pulg) de diámetro exterior.

### **2.3 Diseño Arquitectónico**

El diseño arquitectónico es el concepto que se centra en los componentes o elementos de una estructura o sistema y los unifica en un todo coherente y funcional, de acuerdo con un enfoque particular para lograr los objetivos bajo las restricciones o limitaciones dadas. El diseño también debe ser económico, por este motivo el diseño arquitectónico del proyecto contempla una estructura sencilla, segura y con la funcionalidad requerida para las actividades del

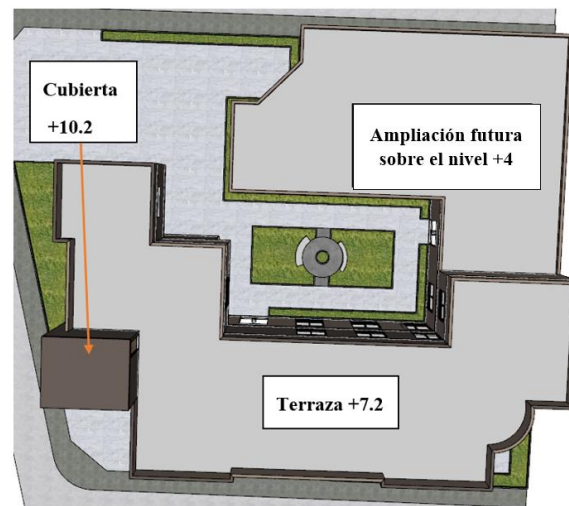


personal de educación en el municipio de Incahuasi, de esa manera se plasmó la arquitectura del presente proyecto en planos (ver anexo A.8. Planos arquitectónicos).

## 2.4 Idealización de las estructuras

### 2.4.1 Cubierta

La idealización de la cubierta está ligada a la arquitectura. La cubierta para el presente proyecto está compuesta por losas planas; según los planos arquitectónicos se tiene una terraza y una losa plana sobre los accesos (gradas). Como el proyecto tiene ampliación futura sobre el nivel +4, también está compuesto por losas de modo que el proyecto no presenta ninguna estructura metálica como se muestra en la siguiente figura 2.1.

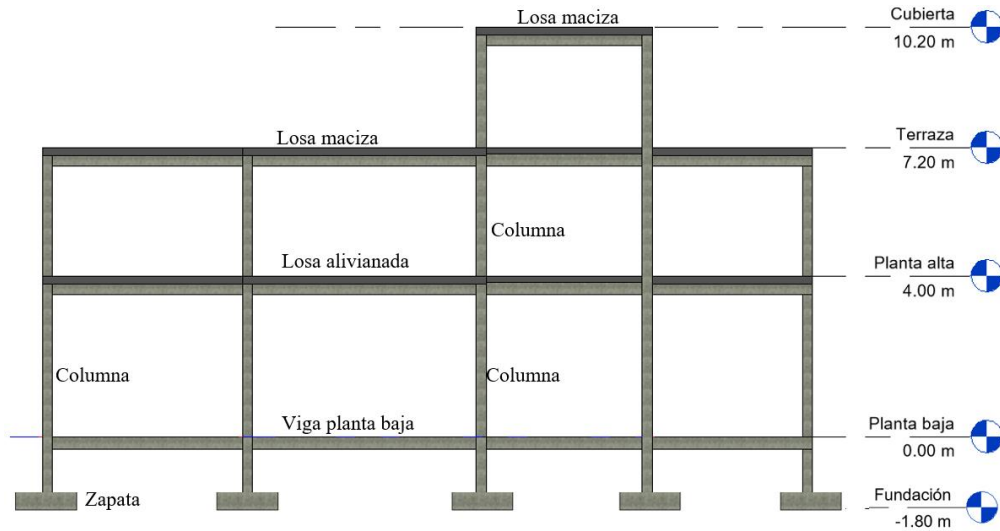


**Figura 2.1: Vista en planta de la cubierta con niveles.**

### 2.4.2 Sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación está constituida por pórticos los cuales están constituidos por columnas y vigas de hormigón armado, asimismo tiene diferentes tipos de losas de acuerdo a las luces de cada ambiente según la arquitectura.

Por consiguiente, de acuerdo a los planos arquitectónicos del proyecto, se establece una estructura porticada como se ilustra en la siguiente figura 2.2.



**Figura 2.2: Esquema Estructura Porticada.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### 2.4.3 Fundaciones

El proyecto de la fundación de un edificio debe ir acompañado por un estudio de terreno en el que se considere el tipo de suelo, granulometría, humedad natural y resistencia, la situación del nivel freático, las posibles galerías y las estructuras colindantes, etc.

Entre las acciones que se debe considerar para el cálculo de las fundaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axil, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura.

Además, está de su propio peso de la cimentación, el suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y si hay agua el empuje hidrostático (subpresión).

Es práctica habitual separar el cálculo de la fundación del de la estructura soportada. Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la fundación. Luego se calcula la fundación sometida a las acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la fundación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado.

## 2.5 Diseño Estructural

### 2.5.1 Análisis de Cargas

#### 2.5.1.1 Cargas gravitatorias

##### 2.5.1.1.1 Carga Muerta

Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo, salvo el caso de reforma del edificio. Se descompone en peso propio y carga permanente; para sus definiciones se utiliza la Norma Básica de la Edificación “NBE-AE/88. Acciones en la edificación”.

- a) **Peso propio (PP).** - Es la carga debido al peso del elemento resistente. Para el hormigón armado se tiene un peso propio promedio de  $25 \text{ kN/m}^3$ , para morteros es de  $21 \text{ kN/m}^3$  y para el hormigón simple es  $24 \text{ kN/m}^3$ .
- b) **Carga permanente (CP).** - Es la carga debido a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, pisos, muros, etc., que soporta el elemento.

En edificaciones las cargas permanentes más comunes son:

1. Muros o tabiquería, es una carga que tiene magnitud uniforme por unidad de longitud y que se ejerce sobre una parte de un elemento o sobre su longitud total.
2. Sobre pisos, son cargas superficiales que pueden estar constituidas por cielo raso, carpeta de nivelación, cerámica, etc.

La carga permanente de muros, se calcula como sigue:

Se determina la cantidad de ladrillos por metro cuadrado.

$$CL = \frac{1m^2}{(L + Jh) * (H + Jv)} \quad (2. 1)$$

Donde:

CL= Cantidad de ladrillos por metro cuadrado (pza/m<sup>2</sup>).

L= Longitud del ladrillo (m).

Jh= Espesor de la junta de mortero horizontal (m).

H= Altura del ladrillo (m).

$J_v$ = Espesor de la junta de mortero vertical (m).

Se determina el volumen de ladrillos por metro cuadrado.

$$V.lad = CL * H * L * A \quad (2.2)$$

Donde:

$V.lad$ = Volumen de ladrillos por metro cuadrado ( $m^3/m^2$ ).

$A$ = Espesor del muro de ladrillo (m).

Se determina el Volumen del muro por metro cuadrado.

$$Vm = 1 * 1 * A \quad (2.3)$$

Donde:

$V_m$ = Volumen del muro por metro cuadrado ( $m^3/m^2$ ).

Se determina el Volumen de mortero por metro cuadrado.

$$V_{mor} = V_m - V_{lad} \quad (2.4)$$

Donde:

$V_{mor}$ = Volumen del mortero por metro cuadrado ( $m^3/m^2$ ).

Se determina el peso de los revoques que se dispone en el muro por metro cuadrado.

$$R = \sum y * e \quad (2.5)$$

$R$ = Peso por metro cuadrado de los revoques ( $kN/m^2$ ).

$y$ = Peso específico del material de revoque ( $kN/m^3$ ).

$e$ = Espesor del material de revoque (m).

Se determina el peso del muro por metro lineal.

$$PM = (CL * PL + y_m * V_{mor} + R) * h \quad (2.6)$$

Donde:

$PM$ =Peso del muro por metro lineal ( $kN/m$ ).

$CL$ = Cantidad de ladrillos por metro cuadrado (pza/ $m^2$ ).

$PL$ = Peso por pieza del ladrillo ( $kN/pza$ ).

$y_m$ = Peso específico del mortero en las juntas ( $kN/m^3$ ).

$V_{mor}$ = Volumen del mortero por metro cuadrado ( $m^3/m^2$ ).

$h$ = Altura del muro (m).

Los sobre pisos se calcula con la siguiente fórmula:

$$SP = \sum \gamma_i * e_i \quad (2.7)$$

Donde:

SP= Sobre piso (kN/m<sup>2</sup>).

$\gamma_i$ = Peso específico del material (kN/m<sup>3</sup>).

$e_i$  = Espesor del material (m).

#### 2.5.1.1.2 Cargas Variables

Es la carga cuya magnitud y/o posición tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio a lo largo del tiempo y pueden ser:

**a) Sobrecarga de uso (SC)**, se definen de acuerdo a la Norma Básica de la Edificación “NBE-AE/88. Acciones en la edificación”, según tipo de uso de la estructura.

**b) Cargas de granizo o nieve**, Debido a que la nieve se acumula de manera distinta de acuerdo a la geometría y del tipo de cubierta es que es imprescindible definir las diferentes tipologías de cubiertas. Según la “Guía para la evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia”, la carga de nieve o granizo ( $q$ ) está definida por:

$$q = q_n * k_A \quad (2.8)$$

Donde:

$q_n$ =Carga de nieve base (kg/m<sup>2</sup>)

$k_A$ = Coeficiente de acumulación de acuerdo al tipo de cubierta.

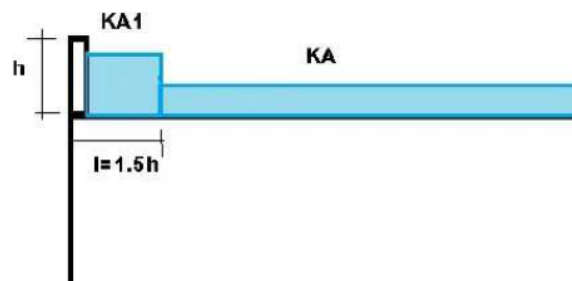
$k_A=1$  (Losas planas).



**Figura 2.3: Carga de nieve o granizo sobre losa plana.**

*Fuente: Guía para la evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia.*

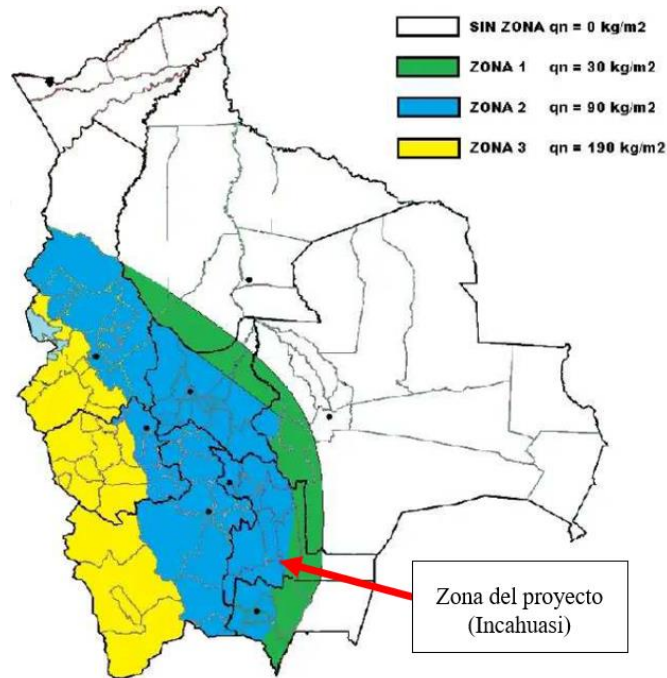
$K_{A1} = 1.5$  (Losas planas con parapeto de borde).



**Figura 2.4: Carga de nieve o granizo sobre losa plana con parapeto.**

*Fuente: Guía para la evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia.*

La carga de nieve base ( $q_n$ ), según la guía para la evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia, es de acuerdo a la zona, como se muestra en la siguiente figura. El proyecto está ubicado en la “ZONA 2”.



**Figura 2.5: Zonificación de la carga de nieve base.**

*Fuente: Guía para la evaluación de cargas meteorológicas en Bolivia.*

### 2.5.1.2 Acción del viento

Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considera en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables. La estructura se estudia ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

El cálculo de la acción del viento sobre la estructura se realiza de acuerdo al “Documento Básico SE-AE (Seguridad Estructural-Acciones en la edificación.)”

La velocidad básica de viento según datos del SENAMIH para la estación más cercana (Culpina) al lugar del proyecto es 4.44 m/s. Para la carga de viento del proyecto según el “Documento Básico SE-AE (Seguridad Estructural-Acciones en la edificación.)” para la zona A es 26 m/s, esta última velocidad se toma por seguridad para la carga de viento y se calcula con la siguiente fórmula.

$$q_e = q_b * C_e * C_p \quad (2.9)$$

Donde:

$q_b$ = Presión dinámica del viento

$C_e$ =Coeficiente de exposición

$C_p$ =Coeficiente eólico o de presión.

La presión dinámica del viento se calcula con:

$$q_b = 0.5 * \delta * V_b^2 \quad (2.10)$$

Donde:

$\delta$ = Densidad el aire es  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

$V_b$ = Velocidad básica del viento.

El coeficiente de exposición ( $C_e$ ) para alturas sobre el terreno,  $z$ , no mayores de 200 m, puede determinarse con la expresión.

$$C_e = F * (F + 7 * k) \quad (2.11)$$

$F$ = Se calcula con la siguiente fórmula.

$$F = k * \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right) \quad (2.12)$$

Siendo  $k$ ,  $L$ ,  $Z$  parámetros característicos de cada tipo de entorno según la siguiente tabla.

	Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
		$k$	$L$ (m)	$Z$ (m)
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

**Tabla 2.1: Coeficientes para tipo de entorno.**

*Fuente: Documento Básico SE-AE (Seguridad Estructural-Acciones en la edificación).*



Coeficiente eólico o de presión ( $C_p$ ), se determina de acuerdo a la esbeltez de la estructura en el plano paralelo al viento, de la siguiente tabla.

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	$\geq 5,00$
Coeficiente eólico de presión, $c_p$	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, $c_s$	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

**Tabla 2.2: Coeficiente eólico en edificios de pisos.**

*Fuente: Documento Básico SE-AE (Seguridad Estructural-Acciones en la edificación).*

### 2.5.2 Estructura de Sustentación de cubierta

La principal función de una cubierta es evitar la entrada de agua al espacio habitable, pero también desempeña un papel importante en la protección térmica. La cubierta para el presente proyecto es de losa (cubierta plana) en toda la estructura, se diseña de acuerdo a la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 complementando con la Norma Española EHE-08, analizando las cargas más desfavorables que se puedan tener.

### 2.5.3 Estructura de Sustentación de la edificación

La estructura porticada de hormigón armado se diseña y analiza de acuerdo a la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 complementando con la Norma Española EHE-08.

#### 2.5.3.1 Resistencia de cálculo de los materiales

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

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.13)$$

Donde:

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

$\gamma_c$  = Coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia del cálculo deberá reducirse además de un 10 % para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

**Acero.** Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño del acero, el valor  $f_{yd}$ , dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.14)$$

Donde:

$f_{yk}$  = Límite elástico del acero.

$\gamma_s$  = Coeficiente de minoración.

Para elementos sometidos a compresión  $f_{yd}$  debe ser menor o igual a 420 MPa.

### 2.5.3.2 Coeficientes de seguridad

Los coeficientes de minoración de resistencia de materiales y ponderación de acciones en los estados límites últimos que indica la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, son los que se indican en las siguientes tablas.

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10
En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

**Tabla 2.3: Coeficientes de minoración de la resistencia de materiales.**

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

Coefficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

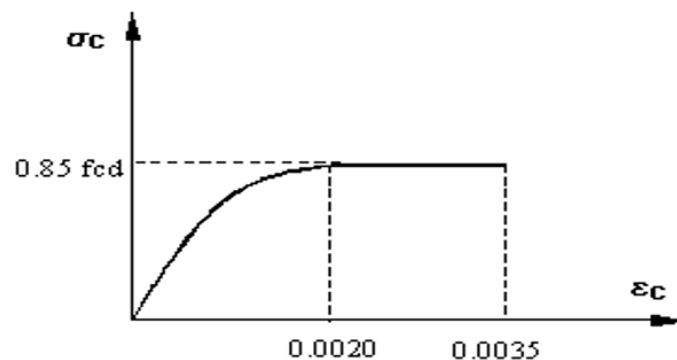
**Tabla 2.4: Coeficientes de ponderación de acciones.**

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

### 2.5.3.3 Diagrama de cálculo Tensión - Deformación

**Hormigón.** - Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales en los estados límites últimos, de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema que se trate, se puede adoptar el diagrama parábola rectángulo.

**Diagrama Parábola – Rectángulo.** Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo como se muestra en la figura 2.6.

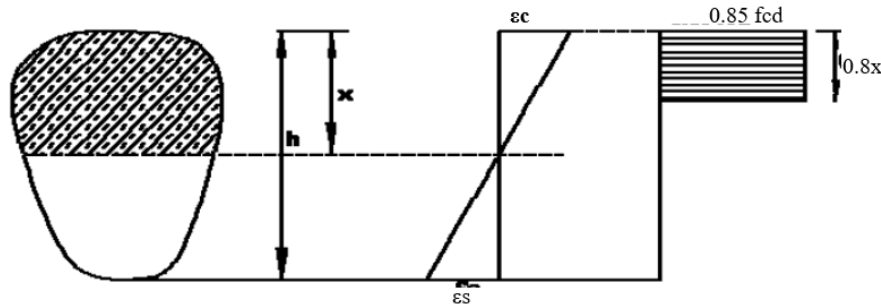


**Figura 2.6: Diagrama parábola - rectángulo.**

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

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

- **Diagrama rectangular.** Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a  $0,80 x$ , siendo “ $x$ ” la profundidad del eje neutro y el ancho  $0,85 fcd$  como se muestra en la figura 2.7.

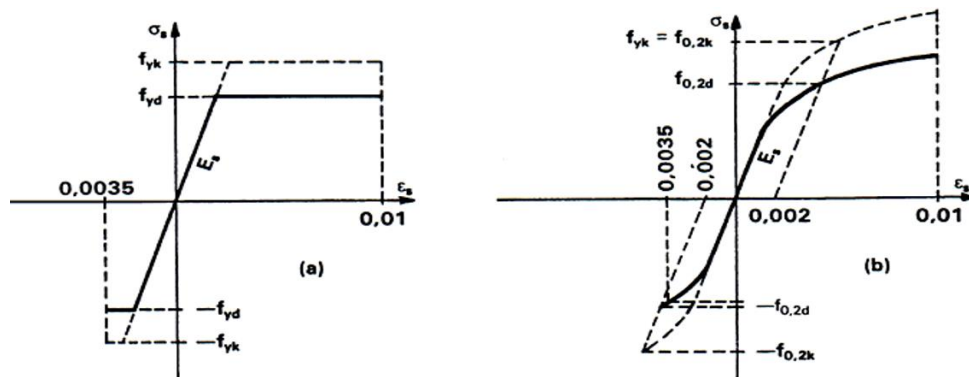


**Figura 2.7: Diagrama rectangular.**

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

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

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil y la de compresión al valor 3,5 por mil. El módulo de elasticidad  $E_s = 210000$  MPa para todos los aceros.



**Figura 2.8: Diagrama tensión – deformación del acero.**

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

#### 2.5.3.4 Disposición de las armaduras

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primeras las armaduras longitudinales y las

transversales. Las armaduras longitudinales tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para zunchar las zonas de hormigón comprimido y para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas. En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su trazado puede ser longitudinal o transversal, y se incluyen entre ellas: las armaduras de montaje, las armaduras de piel que se disponen en los paramentos de vigas de canto importante; las armaduras por retracción y efectos térmicos que se disponen, en los forjados y en vigas en general, armaduras de reparto que se colocan bajo cargas concentradas. Además de su misión específica, las armaduras secundarias ayudan a impedir una fisuración excesiva y contribuyen al buen atado de los elementos estructurales, facilitando que su trabajo real responda al supuesto con el cálculo.

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, son exclusivamente los siguientes, con las áreas en (cm<sup>2</sup>) que se indican en la tabla 2.5.

Ø (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25	32
Ø (plg)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	7/8	1	1 1/4
As (cm <sup>2</sup> )	0.196	0.283	0.503	0.785	1.131	2.011	3.142	4.909	8.042

**Tabla 2.5: Diámetros y áreas de aceros.**

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

### **Distancia entre barras**

La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta en su caso las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos. Las

prescripciones que siguen son aplicables a las obras ordinarias de hormigón armado ejecutadas in situ.

La Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 recomienda lo siguiente:

a) La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos barras aisladas consecutivas salvo lo indicado en e), será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes.

- 2 cm
- el diámetro de la mayor
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido.

b) La distancia vertical libre o espaciamiento entre dos barras aisladas consecutivas cumplirá las dos primeras condiciones del párrafo anterior.

c) Como norma general, se podrán colocar en contacto dos o tres barras de la armadura principal, siempre que sean corrugadas. Cuando se trate de piezas comprimidas hormigonadas en posición vertical y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse hasta cuatro barras corrugadas en contacto.

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

e) El diámetro equivalente de un grupo de barras no debe superar los 50 mm, salvo en piezas comprimidas que se hormigonan en posición vertical en las que podrá elevarse a 70 mm la limitación anterior. En las zonas de solapo, el número máximo de barras en contacto en la zona del empalme será de cuatro.

### **Doblado de armaduras**

Las armaduras se doblan ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realiza en frío y velocidad moderada, por medios mecánicos, no

admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

El doblado de las barras se realiza sobre mandriles de diámetro no inferior a los valores indicados en la siguiente tabla.

Clase de barras corrugadas	Ganchos y patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra $\emptyset$		Diámetro de la barra $\emptyset$	
	$< 20 \text{ mm}$	$\geq 20 \text{ mm}$	$\leq 25 \text{ mm}$	$> 25 \text{ mm}$
B 400 S y B 400 SD	4 $\emptyset$	7 $\emptyset$	10 $\emptyset$	12 $\emptyset$
B 500 S y B 500 SD	4 $\emptyset$	7 $\emptyset$	12 $\emptyset$	14 $\emptyset$

**Tabla 2.6: Diámetros mínimo de mandril para doblado de barras.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

En el caso de estribos con  $\emptyset < 10 \text{ mm}$ . los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a  $1.5\emptyset$  cualquiera sea el acero.

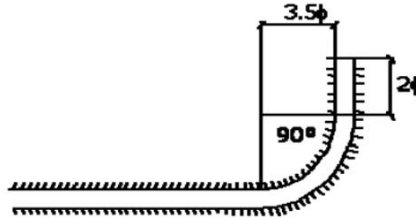
### **Anclaje de las armaduras**

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se garantice que éste es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón. Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en las piezas de hormigón. Se distinguen las dos posiciones siguientes:

**Posición I:** de adherencia buena, para las armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre  $45^\circ$  y  $90^\circ$ , o que, en el caso de formar un ángulo inferior a  $45^\circ$ , están situadas en la mitad inferior de la sección, o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.

**Posición II:** de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores. En esta posición, las longitudes de anclaje serán iguales a 1,4 veces las de a posición I.

La patilla normal, para barras corrugadas, está formada por un cuarto de circunferencia de radio interior a  $3,5 \varnothing$ , con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$  como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 2.9: Patilla normal para barras corrugadas.**

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

La longitud práctica de anclaje, en prolongación recta  $l_b$ , puede calcularse, para las barras corrugadas, mediante las siguientes fórmulas:

Para barras en posición I:

$$l_{bI} = m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} * \varnothing \geq 15 \text{ cm} \quad (2.15)$$

Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1.4 * m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} * \varnothing \geq 15 \text{ cm} \quad (2.16)$$

Donde:

$\varnothing$  = diámetro de la barra, en (cm).

$m$  = coeficiente numérico,  $m=15$  para Hormigón H-25 y Acero AH 500

$f_{yk}$  = Límite elástico garantizado del acero en MPa.

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

$$l_{neta} = 0.7 * l_b \geq 10\varnothing \geq 15 \text{ cm} \quad (2.17)$$



Cuando se trate de barras corrugadas de diámetro superior a 32 mm, no deberán anclarse en zonas sometidas a tracción y sí en la zona de anclaje no existe compresión transversal, habrá que disponer en ella de una armadura transversal complementaria.

### Anclaje de cercos y estribos

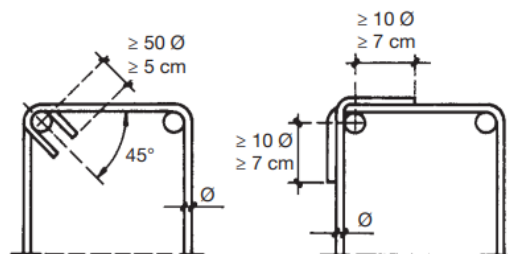
El anclaje de los estribos se efectúa normalmente mediante ganchos, patillas, bucles o armaduras transversales soldadas. El tipo de anclaje empleado no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento.

Son indispensables los anclajes por gancho ( $135^\circ$  a  $180^\circ$ ), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla ( $90^\circ$  a  $135^\circ$ ) solo se admiten para las barras corrugadas. Se considera que hay anclaje total:

a) Cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a (véase figura 2.10):

-  $5 \varnothing$  ó 5 cm. A continuación de un arco de círculo de  $135^\circ$  ó más

-  $10 \varnothing$  ó 7 cm. A continuación de un arco de círculo de  $90^\circ$



**Figura 2.10: Anclaje de cercos o estribos.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

### Empalme de las armaduras

Los empalmes se realizan por traslapo o por soldadura.

Se admiten también otros tipos de empalme, con tal que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no

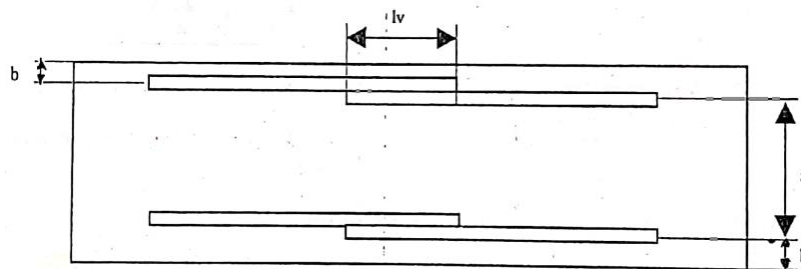
inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas; y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm.

**Los empalmes por traslapo**, se realiza colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de  $4 \varnothing$ , como máximo. Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en barras de diámetro mayor a 25 mm., ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal.

**Empalmes sin gancho**, es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente ( $\alpha$ ) que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha * l_{neta} \quad (2.18)$$

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



**Figura 2.11: Empalme por traslapo.**

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

Los valores de ( $\alpha$ ) se sacan de la siguiente tabla.

Distancia transversal "a" entre los dos (2) empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la selección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20 %	25 %	33 %	50 %	> 50 %	
$\leq 10 \emptyset$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \emptyset$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

**Tabla 2.7: Valores del coeficiente  $\alpha$ .**

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

### 2.5.3.5 Estados límites

Los estados límites se clasifican en:

a) **Estados límites últimos (ELU)**, que son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relacionan con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que este cumple. Los más importante no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

**Equilibrio**, caracterizado por la pérdida de estabilidad estática (vuelco, deslizamiento, subpresión, etc.). Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural completo.

**Agotamiento**, caracterizado por el agotamiento resistente de una o varias secciones críticas, sea por rotura o por deformación plástica excesiva. Se estudia respecto a la sección del elemento estructural.

**Pandeo o inestabilidad**, sea de una parte o del conjunto de la estructura. Se estudia respecto al elemento estructural o a toda la estructura.

**Fatiga**, caracterizado por la rotura de uno o varios materiales de la estructura, debido al efecto de la fatiga bajo la acción de cargas repetidas. Se estudia respecto a la sección.

**Anclaje**, caracterizado por el cedimento de un anclaje. La pérdida del anclaje produce un fallo del elemento estructural, fallo que puede prevenirse mediante disposiciones de ejecución adecuadas.

**b) Estados límites de servicio (ELS)**, se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y dependen de la función que deba cumplir. En estructuras de hormigón armado, los más importantes son los de:

**Deformación**, caracterizado por alcanzarse un determinado movimiento (flechas, giros) excesivo en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

**Fisuración**, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, en función de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión.

### 2.5.3.6 Cálculo en estados límites

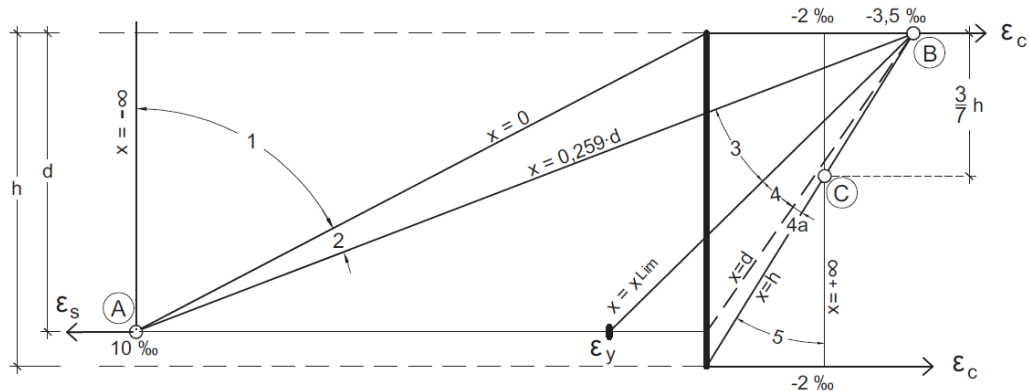
#### 2.5.3.6.1 Hipótesis básicas

- De acuerdo con el teorema de Bernoulli, las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la solicitación.
- Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existen deslizamientos entre ambos materiales.
- Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a:
  - 0.0035, en flexión simple o compuesta, recta o esviada
  - 0.002, en compresión simple
- El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0,010.
- Se aplican a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, igualando la resultante de las tensiones del hormigón y el acero (solicitación resistente) con la solicitación actuante.

A partir de las hipótesis admitidas, pueden determinarse las deformaciones en todas las fibras de la sección, estableciendo las correspondientes ecuaciones de compatibilidad de deformaciones.

### 2.5.3.6.2 Dominios de deformación.

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres puntos, A, B o C definidos en la siguiente figura.



**Figura 2.12: Dominios de deformación.**

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

**Dominio 1** (Tracción simple o compuesta). La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = \infty$  ( $\epsilon_s = \epsilon_c = 10$  por mil), hasta  $x = 0$  ( $\epsilon_s = 10$  por mil,  $\epsilon_c = 0$ ).

**Dominio 2** (Flexión simple o compuesta). La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = 0$ , hasta  $x = 0,259 d$ , que corresponde al punto crítico en que ambos materiales alcanzan sus deformaciones máximas:  $\epsilon_s = 10$  por mil y  $\epsilon_c = 3,5$  por mil.

**Dominio 3** (Flexión simple o compuesta). La fuerza de compresión puede ser incrementada a través de la rotación alrededor del punto B, puesto que, como consecuencia de esta rotación, el eje neutro se desplaza hacia abajo, con lo cual la zona de compresión se incrementa.

La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = 0,259 d$ , hasta  $x_{lim}$ , profundidad límite para la cual la armadura más traicionada alcanza la deformación  $\epsilon_y$ , correspondiente a su límite elástico.

**Dominio 4** (Flexión simple o compuesta). La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = x_{lim}$ , hasta  $x = d$ , donde la armadura más traicionada tiene una deformación  $\epsilon_s = 0$

**Dominio 4.a** (Flexión compuesta) La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = d$ , hasta  $x = h$ , donde todo el hormigón empieza a estar comprimido.

**Dominio 5** (Compresión simple o compuesta). La profundidad del eje neutro varía: desde  $x = h$ , hasta  $x = \infty$ , es decir, hasta la compresión simple

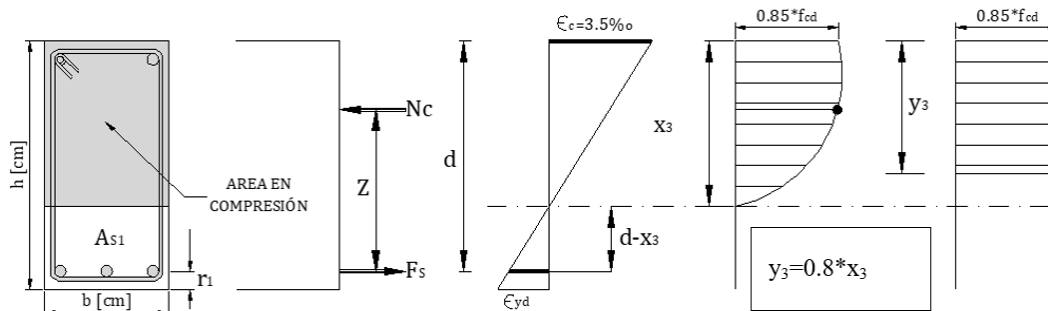
### 2.5.3.6.3 Cálculo mediante el Método General

El método general de resolución de un problema de tensiones normales, sea de dimensionamiento, sea de comprobación, consiste en la resolución de un sistema de tres ecuaciones. Estas ecuaciones son:

- a) Ecuación de equilibrio de axiles:** La suma de las tensiones en una cara de la rebanada estudiada debe ser igual que el esfuerzo axial en esa misma cara.
- b) Ecuación de equilibrio de momentos:** La suma de momentos de las tensiones en una cara de la rebanada debe ser igual al momento flector en esa misma cara.
- c) Ecuación de compatibilidad de deformaciones:** Relación lineal entre las deformaciones de las diferentes fibras de la sección.

Para plantear las ecuaciones es preciso que esté previamente definida la ecuación constitutiva del hormigón, por el método parábola - rectángulo (P-R).

**Método del diagrama parábola – rectángulo (P-R).** - Reproduce con buena precisión el comportamiento global de las secciones de hormigón armado en el agotamiento a flexión. Al referirnos a comportamiento global queremos decir que el método no suministra información para dar cuenta del estado tensional de cada fibra de la sección, ni para explicar la relación de tensión de deformación del material hormigón. Sin embargo, coincide con los hechos observables a flexión, en el sentido de que, en estado límite, la sección se comporta como si las distintas fibras tuvieran la respuesta definida en el método. Dicho de otro modo, lo que el método ajusta bien es la resultante del conjunto de las tensiones y no tanto cada una de las tensiones de cada punto. En la siguiente figura se muestra el método parábola – rectángulo para un elemento sometido a flexión.



**Figura 2.13: Diagrama parábola – rectángulo para secciones sometidas a flexión.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

#### 2.5.3.6.4 Cálculo mediante Métodos Adimensionales y Simplificados

Se construyen a partir del método diagrama parábola – rectángulo con el objeto de construir tablas y diagramas que faciliten la resolución de problemas más comunes, se establecen las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones de forma adimensional.

#### 2.5.3.7 Hipótesis de carga para la estructura de hormigón armado

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procede de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada estado límite de que se trate, se consideran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elige la que, en cada caso, resulte más desfavorable, que solo se utilizará en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

**Hipótesis II:**  $0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fw} \cdot W$

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

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

W = valor característico de la carga de viento

$\gamma_{fg}$ = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se toma  $\gamma_{fg} = \gamma_f$ , aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable el valor ponderado  $\gamma_{fg}=0.9$ .

$\gamma_{fq}$ = Coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se toma  $\gamma_{fq} = \gamma_f$ , y si el efecto es favorable se toma  $\gamma_{fq}=0$ .

$\gamma_f$ = Coeficiente de ponderación (ver tabla 2.4), lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados límites últimos no deben ser menores que  $\gamma_f=1.25$  pero sí mayores.

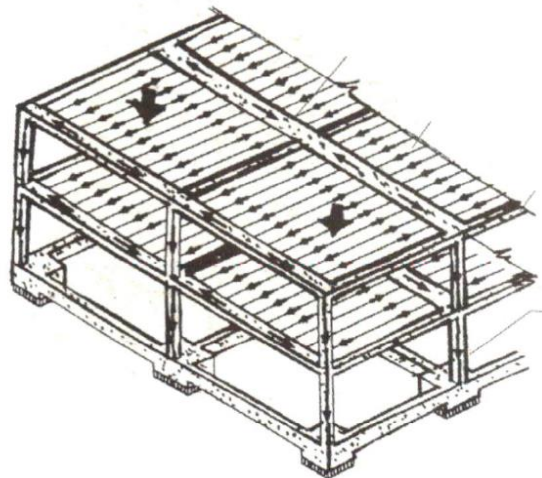
### 2.5.3.8 Diseño de elementos de hormigón armado

#### 2.5.3.8.1 Tipos de elementos estructurales

a) **Losas.** Son elementos estructurales tipo área que constituyen la base resistente de pisos y algunos faldones de cubiertas. Reciben directamente las cargas y las transmite a los restantes elementos de la estructura haciendo posible la funcionalidad del edificio.

Distinguimos entre dos grandes tipos de losas:

- **Unidireccionales.** Transmiten las cargas a los apoyos en una única dirección como se muestra en la siguiente figura.

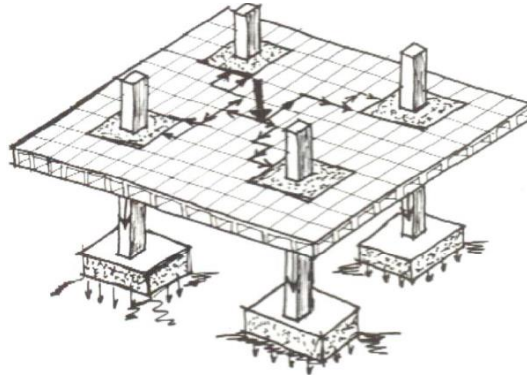


**Figura 2.14: Losa unidireccional.**

*Fuente: Florentino Regalado Tesoro. Los forjados reticulares.*



- **Bidireccionales.** Transmiten cargas en dos direcciones principales, generalmente ortogonales hacia las vigas o directamente a las columnas en caso no tener vigas, como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 2.15: Losa bidireccional casetonada.**

*Fuente: Florentino Regalado Tesoro. Los forjados reticulares.*

#### **Losa alivianada unidireccional de viguetas pretensadas**

La losa alivianada por vigueta pretensada, permite lograr una gran reducción en material y mano de obra a emplearse en la edificación, por la versatilidad del sistema constructivo y la rigidez de la prefabricación en viguetas de hormigones de alta resistencia con cable como alma estructural, es sin duda el método más factible para realizar losas.

Con luces permisibles de hasta 7 metros, la vigueta pretensada se apoya simplemente sobre las vigas de construcción, albergando piezas de poliestireno expandido o cerámico para lograr que las losas sean más livianas.

**Losa alivianada bidireccional casetonada.** Recomendadas para luces mayores a 6 m., trabajan principalmente a flexión en las dos direcciones, soportando las cargas con los nervios resistentes que forman la retícula de la losa. El aligeramiento de la placa se consigue colocando casetones en las zonas de menores esfuerzos cortantes, dejando entre ellos los nervios resistentes en las dos direcciones. Dichos casetones pueden ser recuperables o perdidos de hormigón o bloques de poliestireno.

**b) Vigas.** Son elementos estructurales tipo barra, resisten cargas aplicadas lateralmente a su eje. Las vigas transfieren las cargas aplicadas en su longitud al extremo y transmiten la carga

a una columna, muro o cimentación. El modo de deflexión de las vigas es principalmente por flexión. Las vigas soportan fuerzas cortantes, momentos de flexión y cargas verticales.

**c) Columnas.** Son elementos estructurales verticales tipo barra, su función es soportar esfuerzos de flexión y compresión provocados por los elementos que soportan o por fuerzas de la naturaleza como sismos, viento, entre otros para transmitirlos a la cimentación.

**d) Zapatas.** Son elementos estructurales tipo área que tiene el objetivo de transmitir las cargas de la estructura hacia el terreno, soportan fuerzas cortantes y momentos flectores.

### 2.5.3.8.2 Diseño de losa casetonada

#### Diseño a flexión simple de la losa

Por el método parábola – rectángulo y en el dominio de deformación 3, se calcula el momento resistente límite ( $M_{3lim}$ ) que puede resistir la sección, sin armadura a compresión.

De acuerdo a la figura 2.13, (sección sometida a flexión) se plantea la siguiente ecuación de compatibilidad de deformaciones.

$$\frac{0.0035}{x_3} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_3} \quad (2.19)$$

Donde:

$x_3$ = Distancia del borde más comprimido hasta el eje neutro.

$d$ = Canto útil de la sección.

$\varepsilon_{yd}$ = Deformación relativa de la armadura más traccionada definido como:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} \quad (2.20)$$

Donde:

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

$E$ = Módulo de elasticidad del acero, 210000 MPa.

La ecuación de equilibrio de momentos de acuerdo a la figura 2.13 es:

$$M_{3lim} = 0.85 * f_{cd} * b * y_3 * (h - r_1 - 0.5 * y_3) \quad (2. 21)$$

Donde:

$M_{3lim}$ = Momento resistente de la sección sin armadura a compresión.

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

$b$ = Ancho de la sección.

$y_3$ =Profundidad del bloque comprimido.

$h$ = Canto total de la sección.

$r_1$ = Recubrimiento mecánico.

Se calcula la cuantía geométrica mínima en nervios según la norma EHE-08, es 3.0 en tanto por mil para acero de 500 MPa.

$$A_{smin} = 0.003 * b * h \quad (2. 22)$$

Donde:

$A_{smin}$ = Armadura mínima para nervios.

$b$ =Ancho de la sección.

$h$ = Canto total de la sección.

Con la armadura mínima en nervios se calcula el momento de diseño por metro de ancho que resiste la sección de la losa.

La ecuación de equilibrio de axiles de acuerdo a la figura 2.13 es:

$$N_c = 0.85 * f_{cd} * b * y \quad (2. 23)$$

El brazo mecánico entre las dos fuerzas que forman el binario ( $Z$ ) es:

$$Z = h - r_1 - 0.5 * y \quad (2. 24)$$

El momento de diseño es:

$$M_d = N_c * Z \quad (2. 25)$$

Se debe verificar que el momento resistente de la sección sin armadura a compresión ( $M_{3lim}$ ), debe ser mayor que el momento de diseño ( $M_d$ ). Si cumple se procede al diseño de la sección; caso contrario se recomienda incrementar las dimensiones o mejorar la calidad del hormigón. La armadura mínima por metro de ancho dispuesta en los nervios, es la armadura base que se dispone en la losa casetonada.

Para momentos menores o iguales a  $M_d$ , la armadura en los nervios de la losa casetonada es igual a la armadura base. Para momentos mayores a ( $M_d$ ) y menores a ( $M_{3lim}$ ), se diseña aplicando los métodos adimensionales y simplificados como sigue.

Se calcula el momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ) para flexión simple.

$$\mu_d = \frac{M}{b * d^2 * f_{cd}} < \mu_{lim} = 0.372 \quad (2. 26)$$

Donde:

M= Momento actuante.

b= Ancho de la sección es igual a 1m. para losas.

d= Canto útil de la sección.

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

$\mu_{lim}$ = Momento reducido límite para el dominio 2 ó 3, es igual a 0.372

Si:  $\mu_{lim} \geq \mu_d$ , no se necesita armadura a compresión.

Con el momento reducido de cálculo se entra a la tabla 2.8 (tabla universal para flexión simple) y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura ( $w$ ). Para valores intermedios de la tabla 2.8 se realiza una interpolación lineal.

$\xi$	$\mu$	$\omega$		$\xi$	$\mu$	$\omega$	
0,0816	0,03	0,0308		0,2636	0,19	0,2134	
0,0953	0,04	0,0414		0,2796	0,2	0,2263	
0,1078	0,05	0,052	D	0,2958	0,21	0,2395	
0,1194	0,06	0,0627	O	0,3123	0,22	0,2529	
0,1306	0,07	0,0735	M	0,3292	0,23	0,2665	D
0,1413	0,08	0,0844	I	0,3464	0,24	0,2804	O
0,1518	0,09	0,0953	N	0,3639	0,25	0,2946	M
0,1623	0,1	0,1064	I	0,3818	0,26	0,3091	I
0,1729	0,11	0,1177	O	0,4001	0,27	0,3239	N
0,1836	0,12	0,1291		0,4189	0,28	0,3391	I
0,1944	0,13	0,1407		0,4381	0,29	0,3546	O
0,2054	0,14	0,1524	2	0,45	0,2961	0,3643	
0,2165	0,15	0,1643		0,4577	0,3	0,3706	3
0,2277	0,16	0,1762		0,478	0,31	0,3869	
0,2391	0,17	0,1884		0,4988	0,32	0,4038	
0,2507	0,18	0,2008		0,5202	0,33	0,4211	
0,2592	0,1872	0,2098		0,5423	0,34	0,439	
				0,5652	0,35	0,4576	
				0,589	0,36	0,4768	
				0,6137	0,37	0,4968	
				0,6168	0,3712	0,4993	

**Tabla 2.8: Tabla universal para flexión simple.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

Con la cuantía mecánica determinada de la tabla 2.8, se calcula la armadura de cálculo a tracción necesaria por metro de ancho.

$$A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.27)$$

Donde:

$A_s$ =Área de armadura necesaria a tracción por metro de ancho.

$w$ = Cuantía mecánica.

$d$ = Canto útil de la sección.

$b$ = Ancho de la sección es igual a 1m. para losas.

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

Se calcula la armadura real a tracción ( $A_{real}$ ) sumando sobre la armadura base (fórmula 2.22) y se debe verificar que  $A_{real} > A_s$ .

Se calcula la armadura de reparto en la carpeta de compresión constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área ( $A_s$ ) en  $cm^2/m$ , cumplirá la condición según la norma CBH-87:

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}} \quad (2. 28)$$

Donde:

h<sub>o</sub>= El espesor en cm, de la losa de hormigón en centro de la pieza.

f<sub>yd</sub>=Resistencia de cálculo del acero en MPa.

### **Diseño a flexión simple en ábacos.**

Se realiza para la armadura negativa en ábacos como sigue.

Se calcula el momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

Con el momento reducido de cálculo se entra a la tabla 2.8 (tabla universal para flexión simple) y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura (w).

Se calcula la armadura de cálculo a tracción en la sección (A<sub>s</sub>) por metro de ancho con la fórmula 2.27.

Según la norma CBH-87, para losas la cuantía geométrica mínima es 1.5 en tanto por mil para acero de 500 MPa.

$$A_{smin} = 0.0015 * b * h \quad (2. 29)$$

Donde:

A<sub>smin</sub>= Armadura mínima en losas por metro de ancho.

b=1 m. para losas.

h= Canto total de la sección.

Se determina la armadura de cálculo necesaria por metro de ancho que es la mayor de:

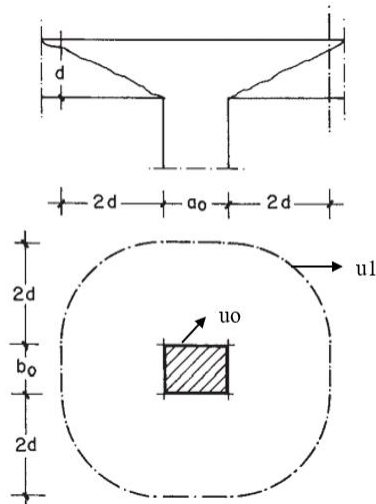
$$A. nec \geq \left[ \begin{array}{c} A_s \\ A_{smin} \end{array} \right] \quad (2. 30)$$

Se calcula la armadura real (A.real) por metro de ancho y se verifica que:

**A.real > A.nec.**

### Verificación a punzonamiento de la losa.

El procedimiento es empírico y consiste en la limitación de la tensión tangencial que se transmite en una superficie crítica, concéntrica a la zona cargada y que se representa esquemáticamente en la figura 2.16 para el caso de un pilar interior de sección cuadrada.



**Figura 2.16: Superficie y perímetro crítico para columnas interiores.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

Para la verificación a punzonamiento se procede de la siguiente manera.

Se calcula que el perímetro crítico ( $u_1$ ), para columnas interiores de acuerdo a la figura 2.16 es.

$$u_1 = 4 * \pi * d + 2 * (a_o + b_o) \quad (2.31)$$

Donde:

$d$ = Canto útil.

$a_o$ = Dimensión horizontal de la columna.

$b_o$ = Dimensión vertical de la columna.

Se calcula que el perímetro de comprobación de la columna ( $u_o$ ), de acuerdo a la figura 2.16 es.

$$u_o = 2 * (a_o + b_o) \quad (2.32)$$

Se calcula el esfuerzo de punzonamiento efectivo ( $F_{sd,ef}$ ) con la siguiente fórmula.

$$F_{sd,ef} = \beta * F_{sd} \quad (2.33)$$

Donde:

$F_{sd}$ = Esfuerzo de punzonamiento de cálculo.

$\beta$ = Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga es igual a 1.15 para columnas interiores.

La comprobación del agotamiento del alma por compresión excesiva en las bielas debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$F_{sd,ef} \leq 0.3 * f_{cd} * u_o * d \quad (2.34)$$

Donde:

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

Para la comprobación de la capacidad de resistir el punzonamiento sin armadura transversal, se calcula la resistencia virtual a cortante ( $f_{cv}$ ) con la siguiente fórmula.

$$f_{cv} = \frac{0.18}{1.5} * \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (2.35)$$

Donde:

$\rho$ = Cuantía geométrica de armadura a tracción.

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

$d$ = Canto útil de la pieza en milímetros.

El valor mínimo de la resistencia virtual a cortante es:

$$f_{cv} = \frac{0.075}{1.5} * \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{1.5} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (2.36)$$



No es necesario disponer armadura transversal a punzonamiento si se cumple la siguiente desigualdad.

$$Fsd,ef \leq fcv * u1 * d \quad (2.37)$$

### 2.5.3.8.3 Diseño de vigas de hormigón armado

#### Diseño a flexión simple.

El diseño a flexión simple en vigas se realiza como sigue.

Se calcula el momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

Con el momento reducido de cálculo se entra a la tabla 2.8 (tabla universal para flexión simple) y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura ( $w$ ).

Se calcula la armadura a tracción en la sección necesaria ( $A_s$ ) con la fórmula 2.27.

Según la norma CBH-87 para vigas, la cuantía geométrica mínima es 2.8 en tanto por mil para acero de 500 MPa.

$$Asmin = 0.0028 * b * h \quad (2.38)$$

Donde:

$Asmin$ = Armadura mínima en vigas.

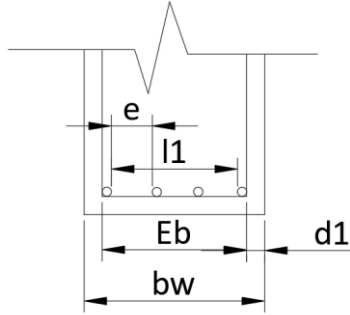
$b$ =Ancho de la viga.

$h$ = Canto total de la sección.

Se determina la armadura de cálculo ( $A.nec$ ) que es la mayor de  $A_s$  y  $Asmin$ .

Se calcula la armadura real ( $A.real$ ) y se verifica que  **$A.real > A.nec$** .

Se determina el espaciamiento entre barras ( $e$ ). de acuerdo a la figura 2.17.



**Figura 2.17: Espaciamiento entre barras en vigas (e).**

*Fuente: Elaboración propia.*

De acuerdo a la figura 2.17 el espaciamiento entre barras se calcula con la siguiente fórmula.

$$e = \frac{l_1 - \#Barras\ interiores * Diámetro}{\#espacios\ interiores} \quad (2.39)$$

Donde:

$l_1$  = Distancia entre barras de esquina.

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe ser mayor a las siguientes condiciones.

- 2 cm
- el diámetro de la mayor
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido.

### **Diseño a esfuerzo cortante.**

El diseño a esfuerzo cortante se realiza como sigue:

Se determina la resistencia de cálculo del acero transversal que según la norma CBH-87 debe ser menor a 420 MPa.

$$f_{yd} \leq \left[ \frac{f_{yk}}{y_s} \right]_{420\text{ MPa}} \quad (2.40)$$

Se calcula el esfuerzo de agotamiento por compresión oblicua en el alma ( $V_{ou}$ ); según la norma CBH-87 debe ser mayor al cortante de cálculo ( $V_d$ ).

$$V_{ou} = 0.3 * f_{cd} * b * d > V_d \quad (2.41)$$

Si la desigualdad cumple, entonces la pieza resiste. En caso de no cumplir se cambia las dimensiones de la sección transversal de la pieza, generalmente se aumenta la altura.

Se calcula la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante ( $V_{cu}$ ) con la siguiente fórmula.

$$V_{cu} = f_{vd} * b * d \quad (2.42)$$

Donde:

$f_{vd}$ = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante dada en  $\text{kN/cm}^2$  por la expresión.

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[2]{f_{cd}} \quad (2.43)$$

Donde:

$f_{ck}$ =La resistencia de cálculo del hormigón en  $\text{kN/cm}^2$

Se verifica que  $V_{cu} > V_d$ , si cumple la desigualdad se dispone de la armadura mínima, caso contrario se calcula armadura para la diferencia.

Se calcula la armadura mínima con la siguiente fórmula.

$$A_{smin} = 0.02 * b * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.44)$$

Donde:

$s$ = Separación de los estribos se asume 100 cm. por facilidad de cálculo.

Si:  $V_d > V_{cu}$ , Se calcula armadura para la siguiente diferencia como sigue.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} \quad (2.45)$$

Donde:

$V_{su}$  = Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

La armadura transversal necesaria de cálculo es:

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0.9 * d * f_{yd}} \quad (2.46)$$

La armadura de cálculo necesaria es la mayor de las fórmulas 2.44 y 2.46.

El área de la armadura se divide por el número de piernas.

La separación de estribos según CBH-87, debe cumplir las siguientes condiciones:

- $s \leq 30$  cm.
- $s \leq 0.85$  d

#### 2.5.3.8.4 Diseño columna de hormigón armado

Los columnas o pilares de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta. La misión principal de las columnas es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

#### **Pandeo**

Se trata de la comprobación a pandeo de pilares aislados, estructuras porticadas y estructuras reticulares en general en las que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados.

Según la norma CBH-87, si la esbeltez mecánica ( $\lambda$ ) es inferior a 35, se desprecian los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no es necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo y cuando  $35 < \lambda < 100$ , pueden aplicarse los métodos aproximados. La esbeltez mecánica se calcula con la siguiente fórmula.

$$\lambda = \frac{\alpha * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_0}{r} \quad (2.47)$$

Donde:

$\alpha$ =Coeficiente de pandeo.

$l$ = Longitud de la columna.

$I$ = Inercia de la sección en el plano de pandeo.

$A$ =Área transversal de la columna.

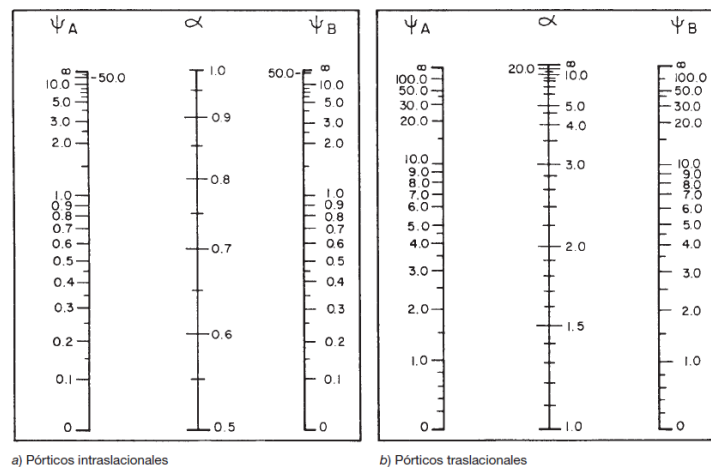
$r$ = Radio de giro de la sección en el plano de pandeo.

$l_0$ = Longitud de pandeo.

Para esbelteces mecánicas  $100 \leq \lambda < 200$  se debe aplicar el método general.

La Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, menciona que no cubre los casos en que la esbeltez mecánica de los pilares sea superior a 200.

La longitud de pandeo ( $l_0$ ) de pilares pertenecientes a pórticos, depende de la relación de rigideces de los pilares a las vigas en cada uno de sus extremos. El coeficiente de pandeo ( $\alpha$ ), puede obtenerse del monograma para pórticos traslacionales de la figura 2.18 entrando con ( $\psi$ ), siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse traslacional o debe considerarse intraslacional.



LONGITUD DE PANDEO:  $l_0 = \alpha \cdot l$  ( $\alpha$  se obtiene entrando con  $\psi$ ):  
 $\psi_A = \frac{\sum(EI/l)$  de todos los pilares que concurren en A;  
 $\psi_B = \frac{\sum(EI/l)$  de todas las vigas que concurren en A; (igual para  $\psi_B$ )

**Figura 2.18: Monogramas que ofrecen la longitud de pandeo.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

### Método aproximado en columnas

Este método es aplicable a piezas de sección y armadura constante cuya esbeltez mecánica no sea superior a 100 ( $\lambda < 100$ ). La sección se dimensiona para una excentricidad total igual a:

$$e_{tot} = e_o + e_a \geq e_c \quad (2.48)$$

Donde:

$e_o$ =Excentricidad de cálculo de primer orden.

$e_a$ = Excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden.

$e_c$ =Excentricidad accidental.

$e_o=e_c$  para pórticos traslacionales.

La excentricidad accidental según la norma CBH-87 no debe ser menor a dos:

$$e_c = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm} \quad (2.49)$$

Donde:

$c$ = Dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

Los efectos de segundo orden, provenientes del pandeo, se incorporan mediante la excentricidad ficticia ( $e_a$ ).

$$e_a = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{1200}\right) * \frac{c + 20 * e_o}{c + 10 * e_o} * \frac{l_o^2}{r} * 10^{-4} \quad (2.50)$$

Donde:

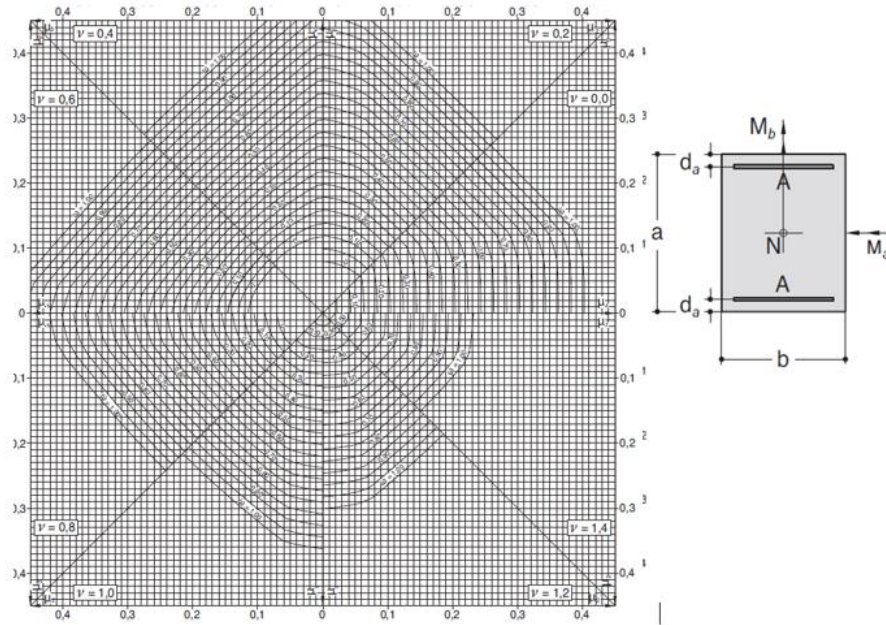
$f_{yd}$ = Resistencia de cálculo del acero a tracción en MPa.

$r$ =Radio de giro de la sección total del hormigón en la dirección considerada.

### Diseño a flexión esviada de la columna

Se usa ábacos adimensionales en rosetas para el cálculo de pilares en flexión esviada.

Los ábacos en roseta resultan de la yuxtaposición de ocho sectores acoplados convenientemente, cada uno de los cuales corresponde a un valor del esfuerzo reducido ( $v$ ) y representa la variación de los momentos ( $\mu_a$ ) y ( $\mu_b$ ), referidos a los dos planos de simetría de la sección, para cada cuantía mecánica ( $w$ ) como se ilustra en la siguiente figura.



**Figura 2.19: Ábaco en roseta para flexión esviada.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

Las variables para el ábaco en roseta son:

$$\mu_a = \frac{Nd * etot}{Ac * a * fcd} \quad (2.51)$$

$$\mu_b = \frac{Nd * etot}{Ac * b * fcd} \quad (2.52)$$

$$v = \frac{Nd}{Ac * fcd} \quad (2.53)$$

Donde:

$\mu_a, \mu_b$  = Momento reducido de cálculo.

$v$  = Axil reducido de cálculo

$N_d$  = Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{ad}$  = Momento de cálculo en la dirección  $a$  (se toma en valor absoluto).

$M_{bd}$  = Momento de cálculo en la dirección  $b$  (se toma en valor absoluto).

$A_c = a \times b$  = Área de la sección de hormigón.

$a, b$  = Dimensiones de la sección.

Según la Norma CBH-87 en columnas se debe disponer de diámetros longitudinales comprimidos no menores a 12 mm. y con separación entre dos consecutivas de 35 cm como máximo.

La armadura mínima en columnas según la norma CBH-87 para acero 500 MPa es 5.0 en tanto por mil.

$$A_{min} = 0.005 * b * a \quad (2.54)$$

Tras determinar la cuantía mecánica ( $w$ ) del ábaco en roseta, la armadura necesaria de cálculo es:

$$A_s = w * A_c * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.55)$$

### **Cálculo de la armadura transversal en columnas**

Para el cálculo de la armadura trasversal en columnas, según la norma CBH-87 el diámetro debe cumplir las siguientes condiciones.

- Debe ser al menos igual a 6 mm.
- La cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

La separación “ $s$ ”, entre estribos según la norma CBH-87 debe ser menor a las siguientes condiciones:

- 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales
- La menor dimensión del núcleo de la sección, limitado por el borde exterior de la armadura trasversal.



- 300 mm.

Los diámetros de estribos son, normalmente 6 mm, cuando se utilizan barras longitudinales de 12 mm a 20 mm. Se suele usar diámetros de 8 mm para barras longitudinales mayores a 20 mm.

## **2.5.4 Estructura complementaria**

### **2.5.4.1 Escaleras**

La escalera es una estructura consistente en una serie de peldaños, dispuestos entre dos soportes paralelos, utilizados para subir y bajar, establecer la comunicación entre dos pisos de un edificio o salvar diferencias de nivel.

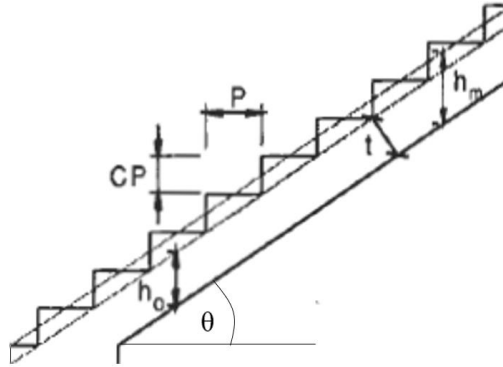
Debido a su inclinación y poca luz, estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando solo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor.

#### **2.5.4.1.1 Diseño escaleras de hormigón armado**

Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y no en verdadera longitud inclinada. La obtención de armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte, se dispone de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

#### **Medrado de cargas**

La rampa de las escaleras está compuesta por huellas y contrahuellas, se calcula el espesor equivalente de acuerdo a la siguiente figura.



**Figura 2.20: Rampa en escaleras.**

*Fuente: Ing. Roberto Morales Morales Diseño en Concreto Armado.*

Se calcula el ángulo de inclinación con respecto a la horizontal de la rampa en la escalera ( $\theta$ ); de acuerdo a la figura 2.20 es:

$$\cos(\theta) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} \quad (2.56)$$

Donde:

P= Dimensión de la huella

CP= Dimensión de la contrahuella

Se calcula que el espesor equivalente ( $hm$ ) en la rampa, de acuerdo a la figura 2.20 es:

$$hm = \frac{t}{\cos(\theta)} + \frac{CP}{2} \quad (2.57)$$

Donde:

t=Espesor de la losa de la escalera.

La fórmula 2.57 sirve para calcular el peso propio del tramo de la escalera. En el metrado de cargas también se toma en cuenta la sobrecarga de uso, carga de acabado y barandas.

### **Determinación de los momentos de diseño.**

Para el cálculo del máximo momento positivo se idealiza la escalera como una viga horizontal simplemente apoyada.

## **Diseño a flexión simple**

Se diseña como se indica en el apartado “**Diseño a flexión simple en ábacos**”

### **Determinación de la armadura de reparto.**

Se calcula de acuerdo a la expresión 2.28.

### **Verificación a cortante**

Se idealiza como una viga y se verifica a cortante a una distancia igual al canto útil (d) desde el apoyo donde se calcula la cortante.

$$Vd = Vmax - wu * d \quad (2. 58)$$

Donde:

Vd= Cortante de diseño.

Vmax= Cortante máxima en la viga.

wu= Carga distribuida en la viga.

Como la rampa tiene una inclinación ( $\theta$ ) con respecto a la horizontal, se calcula la cortante perpendicular a esa inclinación y se determina la cortante de diseño (Vd’).

$$Vd' = Vd * \cos (\theta) \quad (2. 59)$$

Se calcula del esfuerzo de agotamiento por compresión oblicua en el alma (Vou), con la fórmula 2.41, y se verifica que  $Vou > Vd'$ .

Se calcula la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (Vcu). Con la fórmula 2.42. Si  $Vd' < Vcu$ , la escalera cumple a cortante.

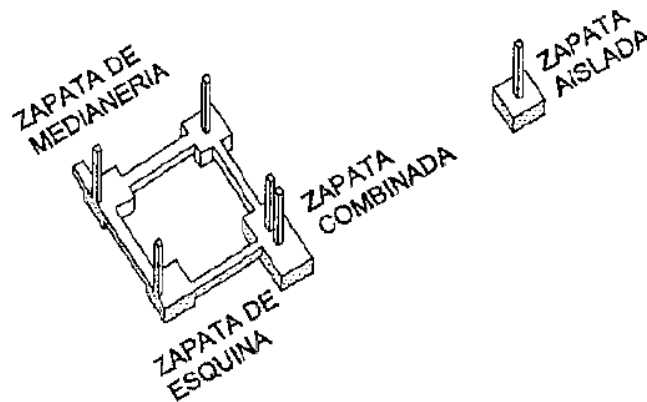
## **2.5.5 Fundaciones**

### **2.5.5.1 Diseño de zapata aislada de hormigón armado**

Las zapatas son normalmente de planta cuadrada, o de planta rectangular para pantallas y soportes de sección muy alargada. Cuando los soportes están muy próximos y las zapatas aisladas, incluso rectangulares, son inviables por interferir entre sí, se emplean zapatas

combinadas que suelen ser rectangulares. Las zapatas de medianería y esquina se proyectan preferentemente con viga centradora, salvo las de carga moderada; el tipo de zapatas se muestra en la figura 2.21.

Para el diseño se analiza en primer lugar, si que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado.

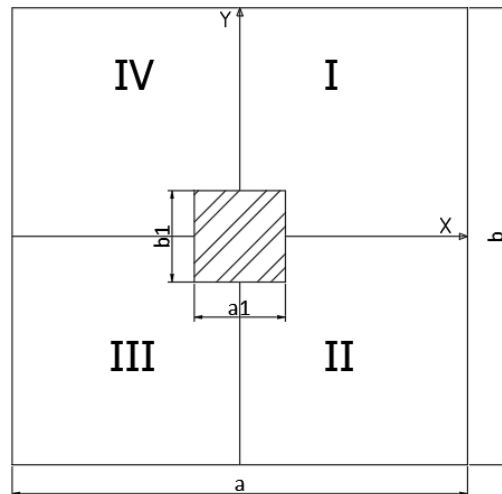


**Figura 2.21: Tipos de zapatas.**

*Fuente: J. Calavera Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigón (tomo II.).*

### **Pre dimensionado de zapata aislada**

Se pre dimensiona las zapatas con el fin de reducir la cantidad de cálculos y verificaciones (proceso iterativo) para su aceptación.



**Figura 2.22: Vista en planta zapata aislada.**

*Fuente: Elaboración propia.*

Las dimensiones  $a$  y  $b$  de la figura 2.22 se calculan obteniendo el área de la zapata ( $A_z$ ) como se indica a continuación:

$$A_z = a * b \geq \frac{N_d}{k * Q_{adm}} \quad (2. 60)$$

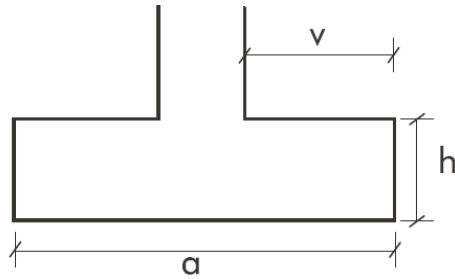
Donde:

$N_d$ = Esfuerzo normal de cálculo.

$Q_{adm}$ = Presión admisible del suelo.

$k$ = Coeficiente que depende del suelo, es igual a 0.9 para suelo rígido.

El canto ( $h$ ) de la zapata es igual a la mitad del vuelo de la zapata ( $v$ ) como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 2.23: Vista en perfil zapata aislada.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### **Cálculo de tensiones sobre el terreno**

En la zapata aislada se calcula los esfuerzos debido a las cargas provenientes de la estructura en los cuatro cuadrantes como se muestra en la figura 2.22, de acuerdo a los esfuerzos normales y aplicando la regla de la mano derecha para los momentos que recibe la zapata; la fórmula general es:

$$Q_i = \frac{Nd}{A} \pm \frac{6 * Mx}{a^2 * b} \pm \frac{6 * My}{b^2 * a} \leq Q_{adm} \quad (2. 61)$$

Donde:

$Q_i$ = Esfuerzo en cuadrante.

$A$ = Área de la zapata.

$M_x$ = Momento actuante en la dirección X.

$M_y$ = Momento actuante en la dirección Y.

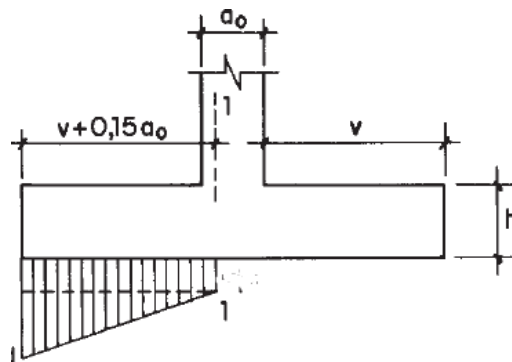
$a, b$  = Dimensiones de la zapata.

Con las presiones calculadas en los cuatro cuadrantes se calcula el momento de diseño.

### **Cálculo del momento de diseño**

Para el cálculo del momento flector se asemeja la zapata como una viga en voladizo con una carga actuante de acuerdo al cálculo de tensiones sobre el terreno, el largo de la viga en

voladizo es igual al vuelo ( $v$ ) de la zapata más 0.15 de la dimensión de la columna, como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 2.24: Cálculo a flexión de zapata aislada.**

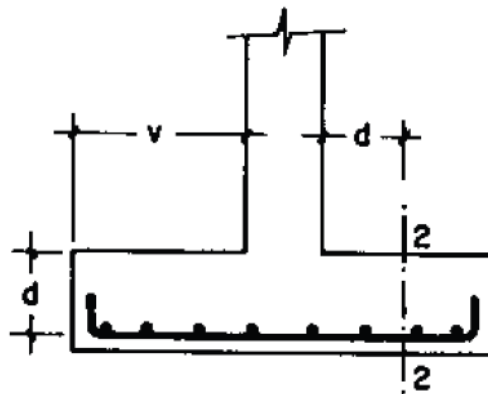
*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

#### **Diseño a flexión de la zapata.**

Se diseña como se indica en el apartado “**Diseño a flexión simple en ábacos**” en las direcciones X y Y de la zapata.

#### **Verificación a cortante**

La verificación a cortante se realiza a una distancia igual al canto útil ( $d$ ) del paramento de la columna como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 2.25: Verificación a esfuerzo cortante.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

En la verificación se debe cumplir que:

$$V_{cu} = f_{cv} * b * d \geq V_d \quad (2.62)$$

Donde:

$V_{cu}$ = Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$f_{cv}$ = Resistencia virtual cortante, es la mayor de acuerdo a las fórmulas 2.35 y 2.36.

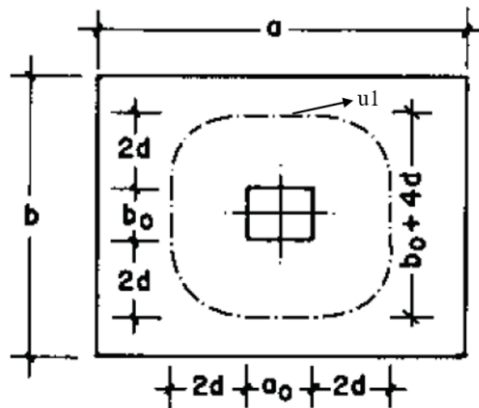
$b$ = Dimensión de la zapata.

$d$ = Canto útil de la zapata.

$V_d$ = Cortante actuante a una distancia igual al canto útil de la columna.

### Verificación a punzonamiento

El punzonamiento es un estado que se alcanza por agotamiento de la pieza bajo tracciones debido a las tensiones tangenciales motivadas por una carga o reacción localizada en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón armado. La verificación a punzonamiento en zapatas, se realiza en la sección crítica, como se indica en la figura 2.26.



**Figura 2.26: Sección crítica a punzonamiento.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

En la verificación se debe cumplir que:

$$\frac{F_s d}{u_1 * d} < f_{cv} \quad (2.63)$$



Donde:

$Fsd$ = Carga de punzonamiento.

$u1$ = Perímetro crítico de punzonamiento.

$d$ = Canto útil de la zapata.

$f_{cv}$ = Resistencia virtual cortante, es la mayor de acuerdo a las fórmulas 2.35 y 2.36.

La carga de punzonamiento ( $Fsd$ ) se calcula de la siguiente manera.

- Se determina el área interna perímetro de punzonamiento ( $A_i$ ), de acuerdo a la figura 2.26 es:

$$A_i = 4 * \pi * d^2 + b_o * (a_o + 4d) + a_o * (b_o + 4d) \quad (2. 64)$$

Donde:

$a_o, b_o$ = Dimensiones de la columna.

$d$ = Canto útil de la zapata.

- Se determina el área externa perímetro de punzonamiento ( $A_e$ ).

$$A_e = a * b - A_i \quad (2. 65)$$

Donde:

$a, b$ = Dimensiones de la zapata.

- Se obtiene la carga de punzonamiento.

$$Fsd = Qd * A_e \quad (2. 66)$$

Donde:

$Qd$ = Presión de máxima del terreno calculado con la fórmula 2.61.

El perímetro crítico de punzonamiento ( $u1$ ) de acuerdo a la figura 2.26 es:

$$u1 = 4 * \pi * d + 2 * (a_o + b_o) \quad (2. 67)$$

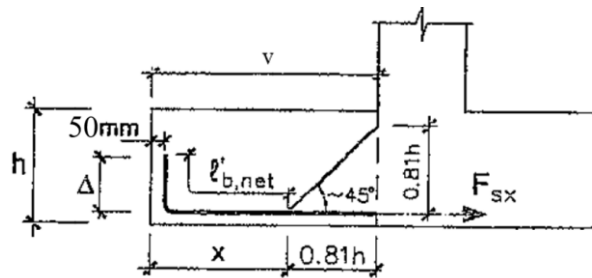
Donde:

$a_o, b_o$ = Dimensiones de la columna.

$d$ = Canto útil de la zapata.

### Comprobación de los anclajes

Se verifica si la armadura a tracción necesita o no una patilla para tener un buen anclaje, en la figura 2.27 se muestra la longitud de anclaje ( $l_{b,net}$ ) necesaria que se debe tener para anclar las barras.



**Figura 2.27: Longitud de anclaje en zapatas.**

*Fuente: J. Calavera Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigón (Tomo II).*

Según la norma CBH-87, la longitud de anclaje en zapatas se supone en la posición I de acuerdo a la fórmula 2.15, ( $l_{b,neta}$ ) de acuerdo con la figura 2.27, tomando un ángulo de  $45^\circ$  se obtiene de con la siguiente fórmula.

$$l_{b,neta} = \left(1 - 0.66 * \left(\frac{h}{a}\right)^2\right) * l_b \quad (2.68)$$

El espacio disponible para anclar de acuerdo a la figura 2.27 es:

$$e = v - 0.81 * h - dc \quad (2.69)$$

Donde:

$v$ = Vuelo de la zapata.

$h$ =Canto total de la zapata.

$dc$ =Recubrimiento geométrico, es  $\geq 50$  mm.

Si cumple la siguiente desigualdad se dispone de anclaje recto, no necesita patilla.

$$lb, neta \leq e \quad (2. 70)$$

Si cumple la siguiente desigualdad se dispone de patilla.

$$0.7 * lb, neta \leq e \quad (2. 71)$$

## **2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto**

### **2.6.1 Especificaciones Técnicas**

Las especificaciones técnicas definen los requerimientos detallados para cada trabajo en cuanto a materiales, equipos y calidad de la mano de obra que serán incorporados dentro del proyecto. De igual forma, describen los procedimientos que deben seguirse dentro de la construcción de dicho proyecto, es decir, detallan la ejecución del trabajo que se realizan en campo. Las especificaciones son el único documento que señala las obligaciones de la administración del proyecto durante su construcción, ya que la mayoría de tareas administrativas que el residente del proyecto realiza se encuentran dentro de las condiciones generales, que son parte de las especificaciones técnicas.

### **2.6.2 Cómputos Métricos**

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

- a.- establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- b.- determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

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

La planilla de cómputos métricos que se usa para el proyecto es como la siguiente tabla.

N.ºt ITEM	DESCRIPCIÓN	Unid.	Largo m.	Ancho m.	Alto m.	Área, perímetro, Vol., Cantidad	N.º de veces	S. Total
1								
2								
n.								

**Tabla 2.9: Planilla de cómputo métrico.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### 2.6.3 Precios unitarios

El precio unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice. Así mismo, unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago. El concepto de trabajo o concepto de obra, podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente para fines de medición y pago. Para estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico. En la formación de la estructura de costos y la determinación de un ítem intervienen los factores que se detallan y obedecen a la estructura de la siguiente tabla.

**FÓRMULARIO B-2  
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

DATOS GENERALES					
Proyecto :					
Actividad :					
Cantidad :					
Unidad :					
Moneda :					
1. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1					
2					
...					
N					
<b>TOTAL MATERIALES</b>					
2. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1					
2					
...					
N					
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>					
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71,18%)					
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)					
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>					
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1					
2					
...					
N					
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					
<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>					
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
* GASTOS GENERALES = % DE 1 + 2 + 3					COSTO TOTAL
<b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>					
5. UTILIDAD					
* UTILIDAD = % DE 1 + 2 + 3 + 4					COSTO TOTAL
<b>TOTAL UTILIDAD</b>					
6. IMPUESTOS					
* IMPUESTOS IT = % DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5					COSTO TOTAL
<b>TOTAL IMPUESTOS</b>					
<b>TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)</b>					
<b>TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)</b>					
(*) El proponente deberá señalar los porcentajes pertinentes a cada rubro					
NOTA.- El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-3.					

**Tabla 2.10: Componentes de la estructura de costos.**

*Fuente: SICOES, de acuerdo al Documento Base de Contratación para Contratación de Obras.*

Los parámetros de los precios unitarios son:

- a) **Costos directos.** - El costo directo del precio unitario de cada ítem incluyen todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad. El costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad y son: Materiales, mano de obra y maquinaria, equipo.

**b) Costos indirectos.** Son la suma de aquellos gastos que por su naturaleza son de aplicación a las obras ejecutadas en un determinado tiempo; estos son: Gastos generales, utilidad e impuestos.

**1.- Materiales.** Es el costo de materiales puesto en obra y con factura.

**2.- Mano de Obra.** Es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone por categorías de personal tales como capataces, albañiles, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Dentro de la mano de obra se incluyen las cargas sociales que son un porcentaje que se toma sobre la mano de obra. Según Decreto Supremo 27328, varía entre 50-71.18%. Estos porcentajes de carga sociales es la sumatoria de varias incidencias como ser:

- Incidencia por inactividad.

DESCRIPCION	JORNALES/AÑO CANCELADOS
Domingos	52
Feridos legales	10
Enfermedad	2
Ausencias justificadas	2
Lluvias y otros	2
Día del constructor	1
<b>TOTAL</b>	<b>69</b>
Días del año	365
Incidencia	69 días/365 días
<b>Incidencia por inactividad</b>	<b>18,90%</b>

**Tabla 2.11: Incidencia por inactividad.**

*Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.*

- Incidencia de los beneficios.

DESCRIPCION	JORNALES/AÑO CANCELADOS
Aguinaldo	30
Indemnización anual	30
Vacación	15
Desahucio	0
Prima	0
<b>TOTAL</b>	<b>75</b>
Días del año	365
<b>Incidencia por beneficios</b>	<b>20,55%</b>

**Tabla 2.12: Incidencia de los beneficios.**

*Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.*

- Incidencia de los subsidios.

DESCRIPCION	Bs/MES SAL. MIN	DURACION MESES	PORCENTAJE OBREROS	Bs. ANUAL/OBRERO
Prenatalidad	2250	5	5%	562.5
Natalidad	2250	1	5%	112.5
Lactancia	2250	12	5%	1350
Sepelio	2250	1	1%	22.5
<b>TOTAL</b>				<b>2047.5</b>
MANO DE OBRA	Bs/MES SALARIO/DIA	DURACION MESES	PORCENTAJE OBREROS	SALARIO PONDERADO/MES
Peón	75	2250	40%	900
Ayudante	80	2400	25%	600
Albañil	100	3000	30%	900
Especialista	110	3300	5%	165
<b>TOTAL</b>		<b>10950</b>	<b>100%</b>	<b>2565</b>
Salario anual ponderado		30780		
<b>Incidencia por subsidio</b>		<b>6.65%</b>		

**Tabla 2.13: Incidencia de los subsidios.**

*Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.*

- Aportes a entidades.

DESCRIPCION	PATRONAL
Cajas de Salud	10.00%
INFOCAL	1.00%
Vivienda	2.00%
Seguro de Riesgo Profesional (AFP)	1.71%
<b>TOTAL</b>	<b>14.71%</b>
<b>Incidencia por aportes</b>	<b>14.71%</b>

**Tabla 2.14: Incidencia por aportes.**

*Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.*

- Seguridad industrial e higiene

DESCRIPCION	USO ANUAL/OBRERO	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL OBRERO
Botas de goma	20%	80.00	16,00
Guantes de cuero	200%	15.00	30,00
Cascos	100%	40.00	40,00
Botiquín	1%	110.00	1,10
Guantes de goma	10%	30.00	3,00
Botines de seguridad	100%	180.00	180,00
Overol	100%	70.00	70,00
Protectores auditivos (de inserción)	30%	10.00	3,00
Cinturón de seguridad (arneses)	5%	440.00	22,00
Respiradores	5%	230.00	11,50
Antiparras	20%	20.00	4,00
<b>TOTAL</b>			<b>380,60</b>
Salario anual ponderado			30.600
<b>Incidencia por seguridad e higiene</b>			<b>1,24%</b>

**Tabla 2.15: Seguridad industrial e higiene.**

*Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.*

- Incidencia por antigüedad.

Porcentaje sobre 3 salarios mínimos (hasta 4 años)	5%
Salario mínimo	2250
Porcentaje de obreros beneficiarios	4%
<b>Incidencia por antigüedad</b>	<b>0.15%</b>

**Tabla 2.16: Incidencia por antigüedad.**

*Fuente: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.*



## Resumen de las incidencias

Incidencia por inactividad	18.90%
Incidencia por beneficios	20.55%
Incidencia por subsidio	6.65%
Incidencia por aportes	14.71%
Incidencia por seguridad industrial e higiene	1.24%
Incidencia por antigüedad	0.15%
<b>Total incidencias por beneficios sociales</b>	<b>62.20%</b>

**Tabla 2.17: Resumen de incidencias.**

*Fuente: Elaboración Propia.*

Las cargas sociales son 62.20 % del subtotal de mano de obra.

**Impuestos IVA sobre mano de obra.** El impuesto al valor agregado, según impuestos nacionales es 14.94 %. En el análisis de precios unitarios el IVA es el 14.94% de suma del subtotal de mano de obra más cargas sociales.

**3.- Maquinaria, equipo y herramientas.** Es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando. Este insumo es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra, se toma el 5% del total de mano de obra.

**4.- Gastos generales y administrativos.** Dependen de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable, sin embargo, algunos de los factores a considerar son los siguientes: costos de propuestas y contratos, gastos administrativos, gastos profesionales y especiales, aportes a entidades o costos fijos, riesgos e imprevistos. Se toma el 10% de la suma del material más mano de obra, más maquinaria.

**5.- Utilidad.** Es el beneficio o ganancia de la empresa por la ejecución de la obra. Se asume como referencia un porcentaje del 10% de los puntos (1+2+3+4) como se muestra en la tabla 2.10.

**6.-Impuestos.** El Impuesto a las Transacciones (IT) tiene una alícuota de 3.09% de (1+2+3+4+5) como se muestra en la tabla 2.10.

## 2.6.4 Presupuesto

Algunas definiciones de presupuestar:

- Es la predicción monetaria que representa realizar una actividad o tarea determinada.
- Cálculo aproximado del costo de una obra.
- Es la expresión en cifras monetarias del programa de trabajo previsto en un proyecto.
- Es el monto que se autoriza como apropiación para invertir en la materialización de un proyecto específico.
- El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra, o de una de sus partes.

Sea que se trate de una valoración rápida o del análisis analítico para una cotización formal, toda estimación de valores se basa en la experiencia del calculista, en su información actual y en su capacidad de comparar.

## 2.6.5 Planeamiento y cronograma

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 estimación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se puede programar y controlar una obra. Partiendo de aquí se puede entender como planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para realización del proyecto.

Tanto planificación como 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.

Las técnicas más comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Diagrama de barras o de GANTT

- Método de la Ruta Crítica (Critical Path Method, CPM)
- PERT (Program Evaluation Review Technique)

Para el presente proyecto se realiza la técnica del diagrama de barras o de GANTT que es una herramienta útil para planificar proyectos. Al proporcionarte una vista general de las tareas programadas, todas las partes implicadas se sabe qué tareas tienen que completarse y en qué fecha. Un diagrama de Gantt muestra: La fecha de inicio y finalización de un proyecto, qué tareas hay dentro del proyecto, quién está trabajando en cada tarea, la fecha programada de inicio y finalización de las tareas, una estimación de cuánto llevará cada tarea, cómo se superponen las tareas y/o si hay una relación entre ellas.

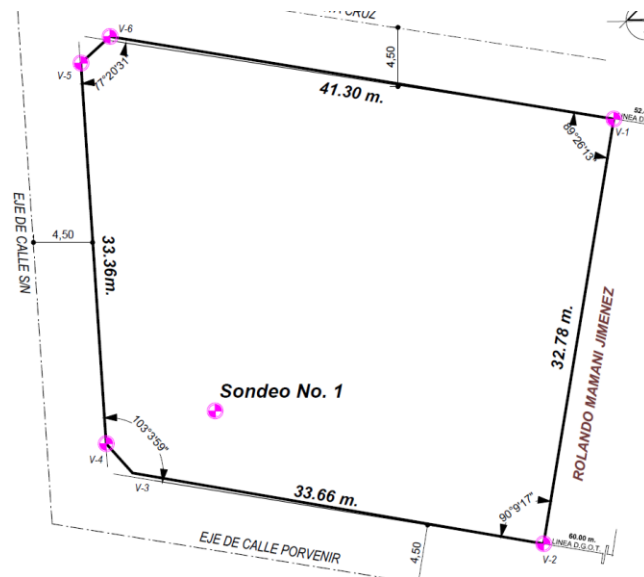
### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1 Análisis de la topografía

El levantamiento topográfico fue realizado por la entidad del Gobierno Autónomo Municipal de Incahuasi (GAMI), usando el equipo topográfico la estación total, de forma que se obtiene las curvas de nivel y puntos límites de área de proyecto. (ver anexo, A.1. Levantamiento topográfico). El terreno para el proyecto cuenta con un área de 1224.31 m<sup>2</sup>; topográficamente el terreno es plano.

#### 3.2 Análisis del Estudio de Suelos


El estudio de suelos fue realizado por la entidad (GAMI), se tiene un estudio geotécnico completo (ver anexo, A.2. Estudio de suelos), donde se indica que se realiza un solo sondeo en una latitud -20.7794405 y longitud -64.866437; la ubicación del punto sobre el terreno se muestra en la siguiente figura 3.1.



**Figura 3.1: Ubicación del sondeo en el terreno.**

*Fuente: Adaptado de Anexo, A.2 Estudio de Suelos.*

Los estratos según el estudio geotécnico realizado por la entidad muestran una estratigráfica del suelo conformado por un estrato A formado por mezclas de arenas, gravas, arcillas limosas que según S.U.C.S. corresponde a la sigla SM-SC, y un estrato B formado por roca pizarrosa bien compacta como se muestra en la figura 3.2.

PERFIL	NIVEL EN M.	NIVEL FREÁTICO	TIPO DE SUELO4
	0.00 – 1,80	HASTA LA PROFUNDIDAD QUE SE ALCANZO CON EL SONDEO NO SE EVIDENCIA LA PRESENCIA DEL NIVEL FREÁTICO	<b>ESTRATO A</b> FORMADO POR MEZCLAS DE ARENAS GRAVAS ARCILLAS LIMOSAS, SEGÚN S.U.C.S. CORRESPONDE A LA SIGLA SM - SC
	A PARTIR DE 1.80m.		<b>ESTRATO B</b> ROCA PIZARROSA BIEN COMPACTA

**Figura 3.2: Estratificación del suelo de fundación.**

*Fuente: Adaptado de Anexo, A.2 Estudio de Suelos.*

La figura 3.2 muestra que el estrato A tiene una profundidad de 1.8 m, y el informe geotécnico indica que la capacidad admisible del suelo a esta profundidad es de  $1.87 \text{ kg/cm}^2$ .

Para el diseño de la fundación se toma como capacidad admisible del suelo de  $1.87 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de 1.8 m por lo que se realiza la fundación sobre el estrato B.

### 3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico de la Dirección Distrital de Educación Incahuasi fue elaborado por el cuerpo técnico del Gobierno Autónomo Municipal de Incahuasi (ver anexo, A. 8. Planos arquitectónicos).

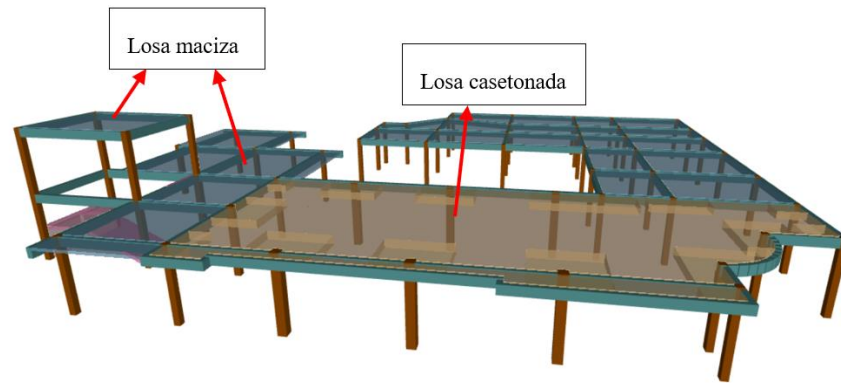
Desde un punto de vista de la ingeniería el proyecto tiene la posibilidad de adecuarse a los diferentes tipos de elementos estructurales de forma que no alteren la arquitectura.

Según los planos arquitectónicos se tiene ambientes de grandes luces, área de oficinas y una cubierta de losa plana para los cuales se plantea los diferentes elementos estructurales resistentes.

### 3.4 Planteamiento estructural

#### 3.4.1 Estructura de la cubierta

El diseño de la cubierta de acuerdo a los planos arquitectónicos (ver anexo A.8. Planos Arquitectónicos), es una cubierta plana compuesta por losas como se muestra en la siguiente figura 3.3 donde se plantea una cubierta plana compuesta de losas macizas y losa casetonada de casetón perdido de poliestireno.

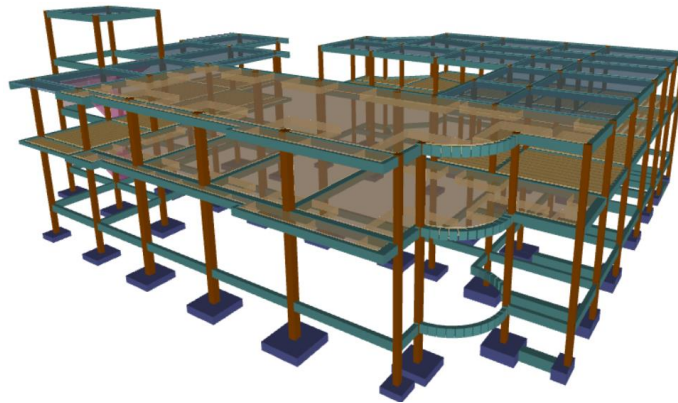


**Figura 3.3: Modelo de la cubierta plana.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

### 3.4.2 Estructura de la edificación

Está formada por un sistema porticado de hormigón armado, compuesto por vigas, columnas, zapatas y losas de entrepiso. El diseño de los elementos se realiza de acuerdo a la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.



**Figura 3.4: Modelo de la estructura de edificación**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

### 3.4.3 Estructuras complementarias

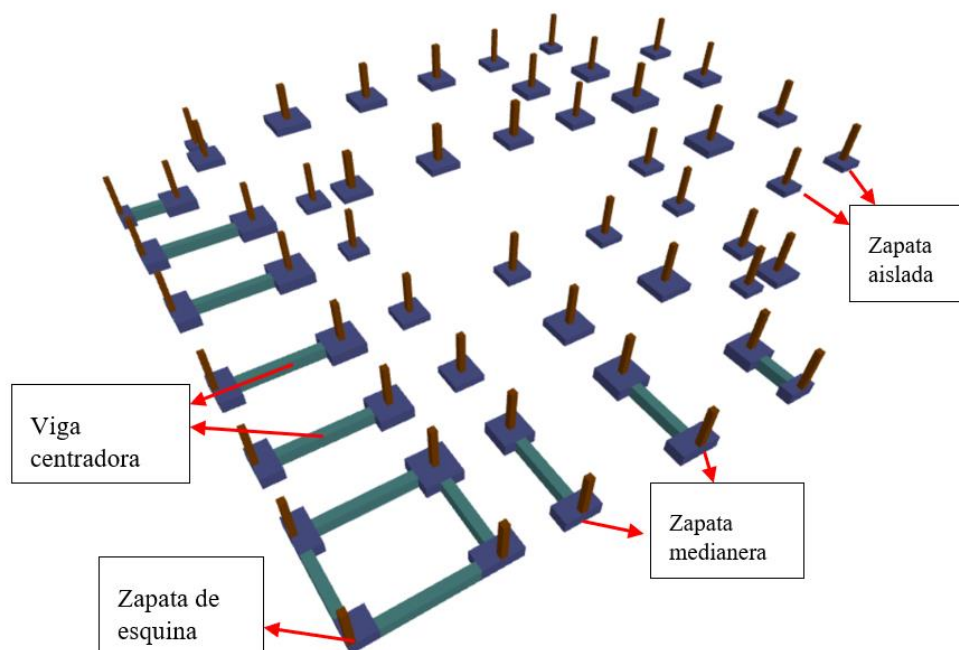
#### 3.4.3.1 Escaleras

Las escaleras son de hormigón armado, se diseñan como una losa maciza unidireccional de acuerdo a la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

### 3.4.4 Fundaciones

En las fundaciones según el estudio geotécnico realizado (ver anexo, A.2. Estudio de suelos), para una profundidad de 1.8 m la capacidad admisible del suelo es  $1.87 \text{ kg/cm}^2$ .

Según la capacidad admisible del suelo se opta por una fundación superficial compuesta por zapatas aisladas, zapatas de esquina y zapatas medianeras, estas dos últimas compuestas por vigas centradoras para contrarrestar los momentos negativos que se pueden producir, como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.5: Modelo de la fundación**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

## 3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

### 3.5.1 Análisis de cargas

#### 3.5.1.1 Cargas gravitatorias

##### 3.5.1.1.1 Carga Muerta

a) **Muros de ladrillo cerámico.** El cálculo de carga de muros se realiza para un muro de ladrillo de 6 huecos; según los catálogos tienen las dimensiones de 24 cm largo, 18 cm de

alto y 12 cm de ancho con un peso por pieza de 3.7 kg. Según los planos arquitectónicos se disponen los ladrillos para un muro sin revocos de 18 cm de espesor (ladrillo echado), se calcula el peso con las fórmulas indicadas en el marco teórico como sigue:

Cantidad de ladrillos por metro cuadrado con la fórmula 2.1.

$$CL = \frac{1m^2}{(0.24 + 0.015) * (0.12 + 0.015)} = 29.049 \text{ pza}/m^2$$

Volumen de ladrillos por metro cuadrado con la fórmula 2.2.

$$V.lad = 29.049 * 0.12 * 0.24 * 0.18 = 0.151 \text{ m}^3/m^2$$

Volumen del muro por metro cuadrado con la fórmula 2.3.

$$Vm = 1 * 1 * 0.18 = 0.18 \text{ m}^3/m^2$$

Volumen de mortero por metro cuadrado con la fórmula 2.4.

$$Vmor = 0.18 - 0.151 = 0.029 \text{ m}^3/m^2$$

Para el peso de los revocos por metro cuadrado en el muro, se toman en cuenta los siguientes revocos.

- Revoque de mortero de cemento espesor 1 cm y peso específico de 21 kN/m<sup>3</sup>.
- Revoque yeso espesor 1 cm y peso específico de 12.5 kN/m<sup>3</sup>.

Aplicando la fórmula 2.5.

$$R = 21 * 0.01 + 12.5 * 0.01 = 0.335 \text{ kN}/m^2$$

El peso del muro por metro lineal aplicando la fórmula 2.6 es de acuerdo a la altura de muro:

- Para nivel de planta baja, la altura de muro de 3.6 m.

$$PM = (29.049 * 0.037 + 21 * 0.029 + 0.335) * 3.6 = 7.3 \text{ kN}/m$$

- Para nivel de planta alta, la altura de muro de 2.85 m.

$$PM = (29.049 * 0.037 + 21 * 0.029 + 0.335) * 2.85 = 5.75 \text{ kN}/m$$

- Para nivel de terraza, la altura del parapeto es 1.1 m.

$$PM = (29.049 * 0.037 + 21 * 0.029 + 0.335) * 1.1 = 2.22 \text{ kN}/m$$



Los sobre pisos se detallan en las siguientes tablas y se calculan aplicando la fórmula 2.7.

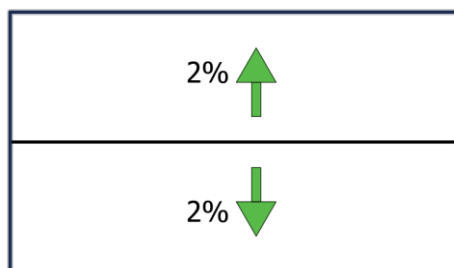
- Para el nivel de planta alta.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Mortero de nivelación	21	3	0.63
Mortero cola	12.5	1	0.125
Baldosa cerámica	18	1	0.18
<b>CARGA TOTAL DE SOBRE PISO</b>	<b>1.2</b>		<b>KN/m2</b>

**Tabla 3.1: Carga sobre piso nivel planta alta.**

*Fuente: Elaboración propia.*

- Para el nivel de terraza, se toma en cuenta la carga de hormigón simple para dar una pendiente de 2% sobre la losa, como se muestra en la figura 3.3; la pendiente sirve para el escurrimiento del agua. La carga de sobre piso para el nivel de terraza se muestra en la tabla 3.2.



**Figura 3.6: Pendiente sobre losas.**

*Fuente: Elaboración propia.*

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Hormigón simple	24	2.25	0.54
Mortero cola	12.5	1	0.125
Baldosa cerámica	18	1	0.18
<b>CARGA TOTAL DE SOBRE PISO</b>	<b>1.2</b>		<b>KN/m2</b>

**Tabla 3.2: Carga sobre piso nivel terraza.**

*Fuente: Elaboración propia.*

- Para el nivel de cubierta se trata de una losa plana, se toma también la consideración de la pendiente de 2% sobre la losa con hormigón simple para el escurrimiento del agua y se detalla en la tabla 3.3.

MATERIAL	Y(KN/m3)	Espesor(cm)	Peso (KN/m2)
Yeso cielo raso	12.5	2.5	0.3125
Hormigón Simple	24	2.25	0.54
Impermeabilizante	0.15	0.5	0.00075
<b>CARGA TOTAL DE SOBRE PISO</b>	<b>0.9</b>		<b>KN/m2</b>

**Tabla 3.3: Carga sobre piso nivel cubierta.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.5.1.1.2 Cargas Variables

**a) Sobrecarga de uso (SC).** Se definen en cada nivel de la estructura de acuerdo al tipo de uso. Los valores se toman de la Norma Básica de la Edificación “NBE-AE/88. Acciones en la edificación”.

- Nivel planta alta (+4), 3.0 kN/m<sup>2</sup> (Oficinas públicas)
- Nivel terraza (+7.2), 1.5 kN/m<sup>2</sup> (Azoteas accesibles solo privadamente)
- Nivel Cubierta (+10.2), 1.0 kN/m<sup>2</sup> (Azoteas accesibles solo para conservación)

**b) Cargas de nieve o granizo.** Se definen para el nivel de terraza y nivel de cubierta. De acuerdo a la figura 2.5 (Zonificación de la carga de nieve base), Incahuasi está ubicado en la zona 2 con una carga de nieve base  $q_n=90 \text{ kg/m}^2=0.9 \text{ kN/m}^2$ , se calcula con la fórmula 2.8 y es:

- Para el nivel de terraza (+7.2)

$$q = 0.9 * 1.5 = 1.35 \text{ kN/cm}^2$$

- Para el nivel de cubierta (+10.2)

$$q = 0.9 * 1 = 0.9 \text{ kN/cm}^2$$

Las cargas variables para cada nivel de la estructura se adoptan las más desfavorables y se resumen en la siguiente tabla.

Cargas variables	(kN/m <sup>2</sup> )
Nivel planta alta +4	3.0
Nivel Terraza +7.2	1.5
Nivel Cubierta +10.2	1.0

**Tabla 3.4: Cargas variables por niveles.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.5.1.2 Acción del viento

Según el “Documento Básico SE-AE (Seguridad Estructural-Acciones en la edificación.)”, los edificios se comprueban ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera. Para cada dirección se debe considerar la acción en los dos sentidos. De esta manera se considera que la velocidad básica del viento 26 m/s y la presión dinámica del viento se calcula con la fórmula 2.10:

$$q_b = 0.5 * 1.25 * 26^2 = 422.5 \frac{kg \cdot m}{m^2 \cdot s^2} = 422.5 \frac{N}{m^2} = 0.423 \frac{kN}{m^2}$$

El coeficiente de exposición (Ce), se calcula con la fórmula 2.11 y 2.12, donde k, L, Z de acuerdo a la tabla 2.1; para el grado de aspereza del entorno tipo IV es: 0.22, 0.3 y 5.0 respectivamente. Como el coeficiente de exposición depende de la altura de la estructura se muestra sus valores en la siguiente tabla

ALTURA	qb(kN/m <sup>2</sup> )	Ce
4	0.423	1.34
7.2	0.423	1.57
10.2	0.423	1.80

**Tabla 3.5: Coeficiente de exposición por alturas.**

*Fuente: Elaboración propia.*

El coeficiente eólico (Cp) se define de acuerdo a la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento y son:

- En la dirección X, la esbeltez es 0.305; interpolando en la tabla 2.2 se obtiene:

Coeficiente eólico de presión,  $C_p=0.7$

Coeficiente eólico de succión  $C_s=-0.322$

- En la dirección Y, la esbeltez es 0.353; interpolando en la tabla 2.2 se obtiene:

Coeficiente eólico de presión,  $C_p=0.7$

Coeficiente eólico de succión,  $C_s=-0.341$

La carga de viento por metro cuadrado a aplicar se muestra en la siguiente tabla.

Dirección X							
ALTURA	qb(KN/m2)	Ce	Cp barlovento	Cs sotavento	qe(kN/m2) barlovento	qes(kN/m2) sotavento	qe(kN/m2)
0	0.423	0	0.7	-0.322	0	0	<b>0</b>
4	0.423	1.34	0.7	-0.322	0.395	-0.182	<b>0.577</b>
7.2	0.423	1.57	0.7	-0.322	0.463	-0.213	<b>0.676</b>
10.2	0.423	1.80	0.7	-0.322	0.531	-0.244	<b>0.776</b>
Dirección Y							
0	0.423	0.00	0.7	-0.341	0	0	<b>0</b>
4	0.423	1.34	0.7	-0.341	0.395	-0.193	<b>0.588</b>
7.2	0.423	1.57	0.7	-0.341	0.463	-0.226	<b>0.689</b>
10.2	0.423	1.80	0.7	-0.341	0.531	-0.259	<b>0.790</b>

**Tabla 3.6: Presión del viento.**

*Fuente: Elaboración propia.*

Lo anterior queda de la siguiente manera en el programa CYPECAD usado como herramienta para el diseño estructural:


CTE DB SE-AE    NTE    Eurocódigo 1

CTE DB SE-AE  
 Código Técnico de la Edificación.  
 Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación

Acción de viento según X    + X     - X   
 Acción de viento según Y    + Y     - Y

Anchos de banda:    Y: 4.40-28.90    X: 5.60-33.40   

**Zona eólica**  
 A. Velocidad básica: 26 m/s  
 B. Velocidad básica: 27 m/s  
 C. Velocidad básica: 29 m/s



**Grado de aspereza**  
 I. Borde del mar o de un lago  
 II. Terreno rural llano sin obstáculos  
 III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos  
 IV. Zona urbana, industrial o forestal  
 V. Grandes ciudades, con edificios en altura

**Figura 3.7: Consideración de la acción del viento en CYPECAD.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

### 3.5.1.3 Hipótesis de carga para la estructura de hormigón armado

Las hipótesis de carga que se usan para la estructura porticada son:

- Hipótesis I:  $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$
- Hipótesis II:  $0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$

Donde  $\gamma_{fg}=1.6$  para el nivel de control normal según la tabla 2.4.

**Análisis de la estructura porticada.** El proceso de análisis para una estructura tridimensional puede hacerse bajo las mismas consideraciones que para una estructura en dos dimensiones, sin embargo, las consideraciones para tres dimensiones involucran alteraciones en los términos de las matrices de rigidez y la matriz de transformación.

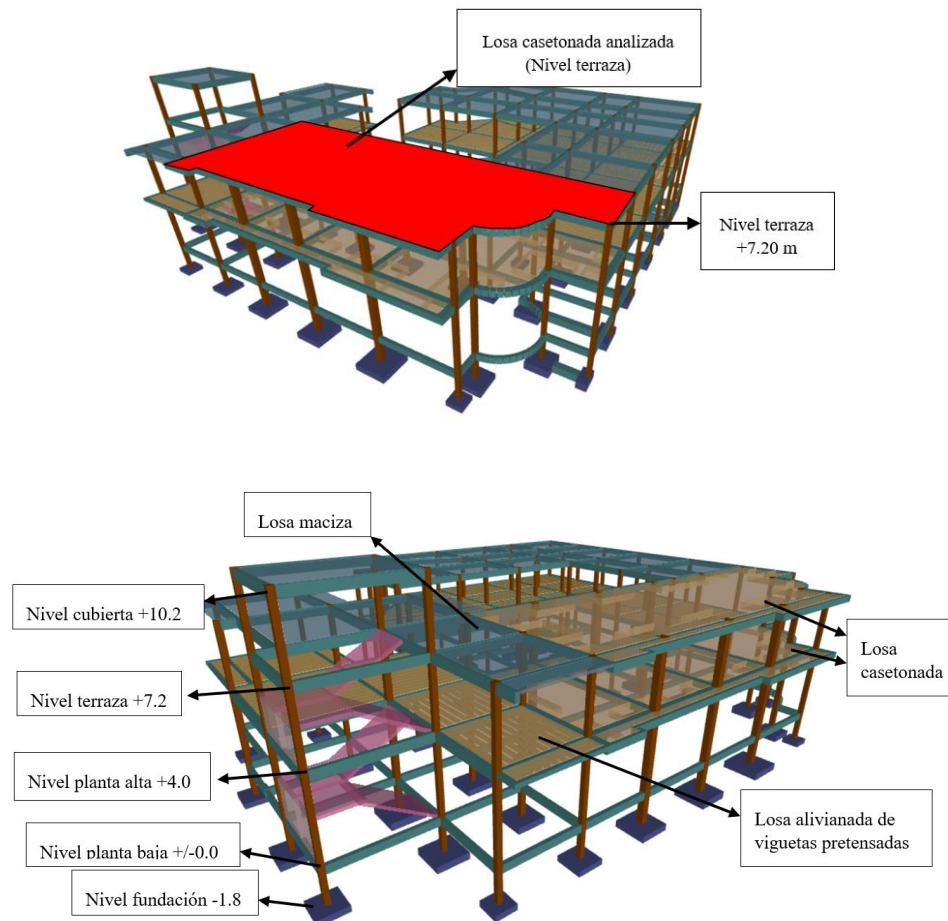
En una barra en tres dimensiones, unida rígidamente, cada extremo tiene seis grados de libertad; tres desplazamientos lineales y tres rotaciones. Por lo que, se nota claramente el planteamiento y resolución de un gran número de elementos estructurales, lo que representa

un gran número de ecuaciones, resulta engorroso por la dificultad, debido a eso es necesario el uso de programas para determinar las fuerzas y desplazamientos en toda la estructura en conjunto

Para el análisis estructural se usa como herramienta el paquete estructural CYPECAD; se obtienen las envolventes debido a las hipótesis de carga consideradas para el diseño de los diferentes elementos estructurales.

### 3.5.2 Estructura de sustentación de cubierta

Es una cubierta plana compuesta por losas como se muestra en la figura 3.5; se realiza el diseño de la losa casetonada en el nivel de terraza debido a que tiene la luz más grande del proyecto.



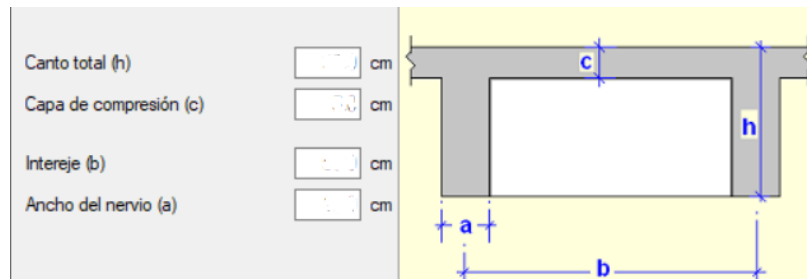
**Figura 3.8: Vista 3D de las losas en la estructura.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

### 3.5.2.1 Diseño de cubierta de losa casetonada

#### Pre dimensionado de losa casetonada con casetón perdido de poliestireno

Las dimensiones a calcular en la losa casetonada se muestran en la siguiente figura:



**Figura 3.9: Dimensiones a considerar en la losa casetonada.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

#### a) Canto total (h)

Según planos arquitectónicos se toma una luz promedia.

$$L = \frac{500 + 800}{2} = 650 \text{ cm.}$$

El canto (h) según el criterio de Florentino Regalado Tesoro es:

$$\frac{L}{20} > h > \frac{L}{24} = 32.5 \text{ cm} > h > 27.08 \text{ cm}$$

El canto (h) según la norma española EHE (artículo 50), para no comprobar flechas es:

$$h \geq \frac{L}{22} + 3 = \frac{650}{22} + 3 = 32.55 \text{ cm}$$

Según los criterios anteriores se toma  $h = 35 \text{ cm}$ .

#### b) Inter eje (b)

Según la norma CBH-87  $b < 100 \text{ cm}$ , se adopta  $50 \text{ cm}$ .

#### c) Capa de compresión (c)

Según la norma CBH-87, debe ser mayor o igual a  $3 \text{ cm}$ , también mayor al ancho del casetón dividido entre 10. Asumiendo un casetón de  $40 \times 40 \text{ cm}$ ,  $L = 40 \text{ cm}$ .

$$\frac{L}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

Cumpliendo con los dos criterios que menciona la norma CBH-87, se adopta 5 cm.

#### d) Ancho del nervio (a)

Según la norma CBH-87 debe cumplir que:

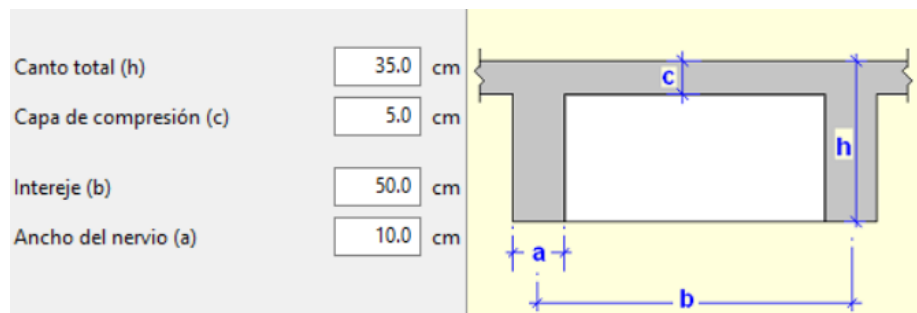
$$a > \frac{h_1}{4} > 7 \text{ cm}$$

Donde  $h_1$  es la diferencia entre el canto total y la carpeta de compresión, es igual a 30 cm.

$$a > \frac{30}{4} = 7.5 > 7 \text{ cm}$$

Según Florentino Regalado Tesoro para losas con casetón perdido el ancho del nervio es como mínimo 10 cm, entonces se adopta 10 cm.

Calculada las dimensiones a considerar en la losa casetonada se introduce al paquete estructural CYPECAD como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.10: Dimensiones de la losa casetonada.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

El diseño de la losa casetonada se realiza como se describe en el apartado **2.5.3.8.2 Diseño de losa casetonada**, (ver capítulo 2, Marco Teórico).

#### 3.5.2.1.1 Diseño a flexión simple

Datos

$h=35 \text{ cm}$



$b=100$  cm (por tratarse de losa)

$r1= 3.5$  cm.

$d= 31.5$  cm

Los coeficientes de minoración de la resistencia de materiales para el nivel de control normal del hormigón y acero son 1.5, 1.15 respectivamente. La resistencia de cálculo del hormigón y el acero de acuerdo a las fórmulas 2.13 y 2.14 son:

$$f_{cd} = \frac{2.5 \text{ kN/cm}^2}{1.5} = 1.67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 16.7 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1.15} = 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 434.8 \text{ MPa}$$

La deformación relativa de la armadura, de acuerdo a la fórmula 2.20 es:

$$\epsilon_{yd} = \frac{434.8}{210000} = 0.0021$$

Despejando  $x_3$  de la ecuación 2.19 es:

$$x_3 = \frac{0.0035 * 31.5}{0.0035 + 0.0021} = 19.69 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque comprimido ( $y_3$ ) es:

$$y_3 = 0.8 * 19.69 = 15.75 \text{ cm}$$

El momento resistente de la sección sin armadura a compresión reemplazando en la fórmula 2.21 es:

$$M_{3lim} = 2235.71 \text{ kN} * (0.24 \text{ m}) = 536.57 \text{ kN.m/m}$$

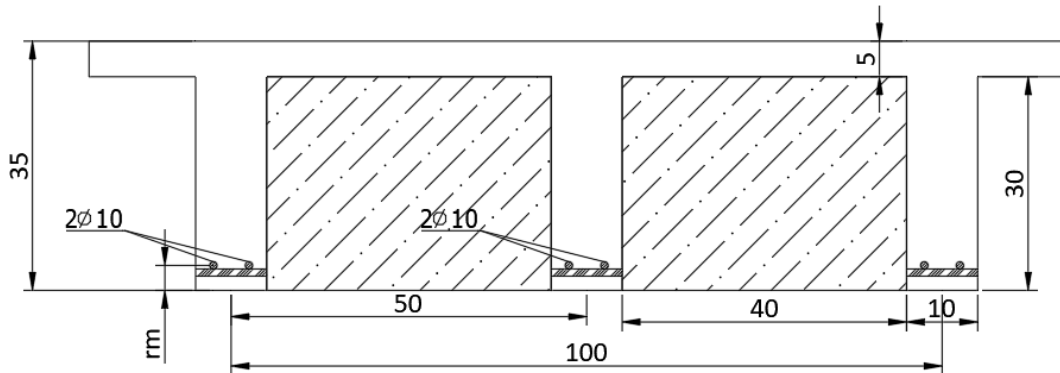
La armadura mínima para nervios de acuerdo a la fórmula 2.22 es:

$$A_{smin} = 0.003 * 10 * 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Para diámetro 10 mm, el número de barras por nervio es:

$$\#Barras = \frac{1.05}{0.785} = 1.34 \approx 2$$

Se dispone 2  $\phi$  10 en cada nervio como mínimo; para un análisis por metro de ancho de losa se tiene 4  $\phi$  10 como se muestra en la figura 3.7.



**Figura 3.11: Disposición de armadura en los nervios de la losa casetonada.**

*Fuente: Elaboración propia.*

Para el análisis por metro de ancho de losa (100 cm), la armadura mínima es 4  $\phi$  10 o igual a  $A_s=3.14 \text{ cm}^2$ . Con el área mínima de armadura se calcula el momento de diseño por metro de ancho.

De acuerdo a la figura 2.13 por equilibrio de la sección  $F_s = N_c$ ,

$$F_s = N_c = f_{yd} * A_s = 43.48 * 3.14 = 136.53 \text{ kN}$$

Despejando la profundidad del bloque comprimido ( $y$ ) de la ecuación 2.23 se obtiene:

$$y = \frac{N_c}{0.85 * f_{cd} * b} = \frac{136.53}{0.85 * 1.67 * 100} = 0.96 \text{ cm} < 5 \text{ cm (Cumple)}$$

El brazo mecánico entre fuerzas que forman el binario ( $Z$ ) de acuerdo a la fórmula 2.24 es:

$$Z = 0.35 - 0.035 - 0.5 * 0.0096 = 0.31 \text{ m}$$

El momento de diseño de acuerdo a la fórmula 2.25 es:

$$M_d = 136.53 * 0.31 = 42.32 \text{ kN.m/m}$$

Se verifica que  $M_{3lim} > M_d$  (Cumple)

Para los esfuerzos menores a 42.32 kN.m/m, se dispone 2  $\phi$  10 en cada nervio o una cuantía mínima de 3.14 cm<sup>2</sup>/m, es decir es la armadura base dispuesta en la losa casetonada.

$$A_{smin}=3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En base al análisis estructural realizado con el paquete estructural CYPECAD, se diseña para los momentos máximos positivos mayorados en cada dirección mayores a 42.32 kN.m/m:

$$\text{En la dirección X, } M_x = +44.56 \text{ kN.m/m} > 42.32 \text{ kN.m/m}$$

Se calcula el momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

$$\mu d = \frac{44.56 * 100}{100 * 31.5^2 * 1.67} = 0.027 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido se obtiene la cuantía mecánica de la tabla 2.8 y es  $w=0.0308$ .

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

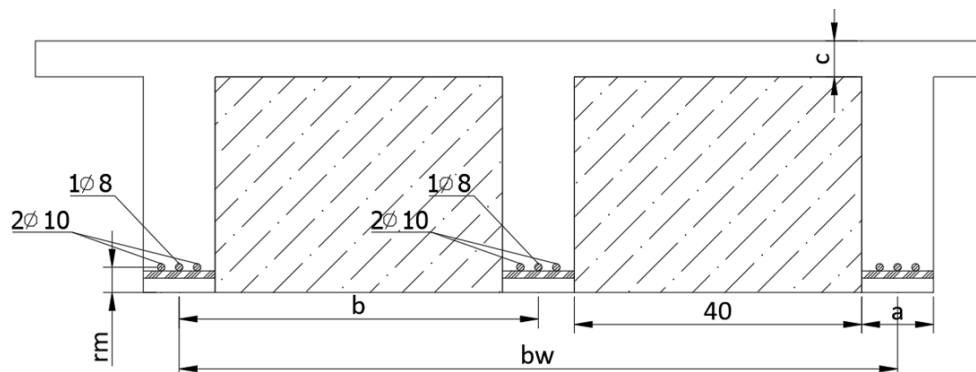
$$A_s = 0.0308 * 100 * 31.5 * \frac{1.67}{43.48} = 3.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A la armadura mínima calculada (3.14 cm<sup>2</sup>/m), aumentamos armadura como sigue:

$$2 \phi 8, A_s = 2 * 0.503 = 1.006 \text{ cm}^2$$

$$A_{real} = 3.14 + 1.006 = 4.15 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s \text{ (Cumple)}$$

La disposición de la armadura por metro de losa se muestra en la siguiente figura:



**Figura 3.12: Disposición de armadura para  $M_x$  máximo positivo.**

*Fuente: Elaboración propia.*

En la dirección Y,  $M_y = +63.04 \text{ kN.m/m} > 42.32 \text{ kN.m/m}$

Se calcula el momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

$$\mu d = \frac{63.04 * 100}{100 * 31.5^2 * 1.67} = 0.038 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica de la tabla 2.8 y es  $w=0.039$

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

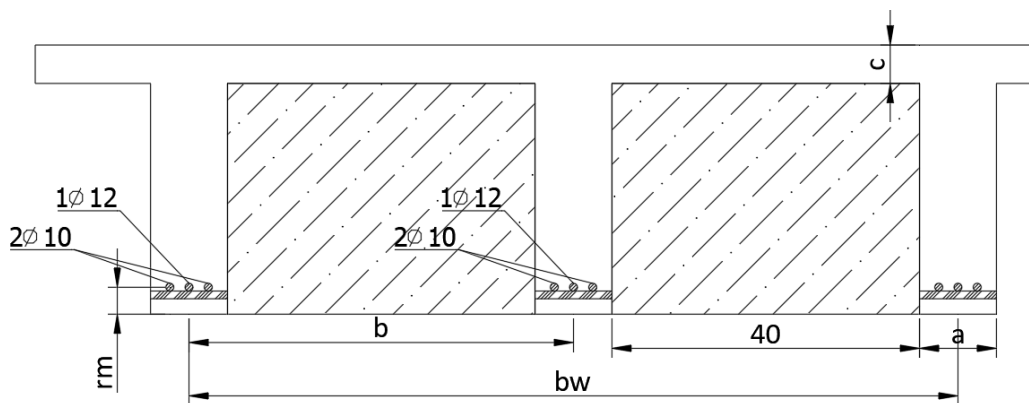
$$A_s = 0.039 * 100 * 31.5 * \frac{1.67}{43.48} = 4.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A la armadura mínima calculada ( $3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), aumentamos armadura como sigue:

$$2 \phi 12, A_s = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{real}} = 3.14 + 2.26 = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s \text{ (Cumple)}$$

La disposición de la armadura por metro de losa se muestra en la siguiente figura:



**Figura 3.13: Disposición de armadura para  $M_y$  máximo positivo.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### Armadura de reparto

Según la norma CBH-87 debe cumplir con la fórmula 2.28.

$$A_s \geq 0.575 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 0.46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_s = 0.575 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando barras de diámetro 6 mm.  $A_s = 0.283$

$$\text{Barras} = \frac{0.575}{0.283} = 2.03 \approx 3$$

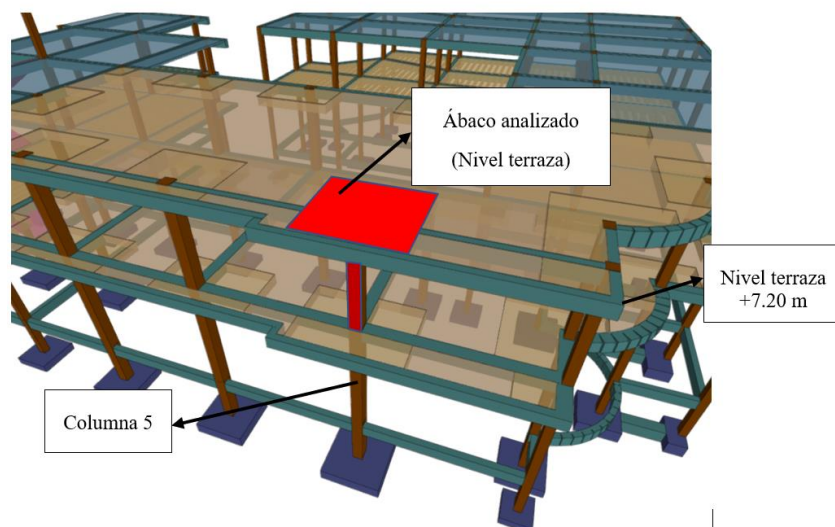
A. real =  $3 * 0.283 = 0.849 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s$  (Cumple)

$$\text{Barras por metro} = \frac{100}{3} = 33.33 \approx 30 \text{ cm}$$

Disposición de armadura de reparto  $3 \phi 6 \text{ c}/30 \text{ cm}$ .

### Diseño a flexión en ábacos

Se diseña el ábaco más solicitado a nivel terraza sobre la columna 5 como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.14: Vista 3D ábaco nivel terraza.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

**En la dirección X,  $M_x = -47.7 \text{ kN.m/m}$**

El momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

$$\mu d = \frac{47.7 * 100}{100 * 32.5^2 * 1.67} = 0.03 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido se obtiene la cuantía mecánica de la tabla 2.8 y es  $w=0.0308$

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

$$A_s = 0.0308 * 100 * 32.5 * \frac{1.67}{43.48} = 3.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura mínima con la fórmula 2.29 es:

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A. nec \geq \left[ \begin{matrix} A_s \\ A_{smin} \end{matrix} \right] = 5.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para diámetro 10 mm,  $A_s=0.785 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{5.25}{0.785} = 6.7 \approx 7$$

$A_{real}=7*0.785=5.5 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{nec}$  (Cumple)

$$Espaciamiento = \frac{100}{7} = 14.3 \approx 12.5 \text{ cm}$$

### Disposición $\phi$ 10 c/12.5

#### En la dirección Y, $M_y = -85.3 \text{ kN.m/m}$

Se calcula el momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

$$\mu d = \frac{85.3 * 100}{100 * 32.5^2 * 1.67} = 0.048 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido se obtiene la cuantía mecánica de la tabla 2.8 y es  $w=0.05$

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

$$A_s = 0.05 * 100 * 32.5 * \frac{1.67}{43.48} = 6.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura mínima con la fórmula 2.29 es:

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2/m$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A. nec \geq \left[ \frac{A_s}{A_{smin}} \right] = 6.24 \text{ cm}^2/m$$

Para diámetro 12 mm,  $A_s=1.13 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{6.24}{1.13} = 5.52 \approx 6$$

$A_{real}=6*1.13=6.78 \text{ cm}^2/m > A_{nec}$  (Cumple)

$$Espaciamiento = \frac{100}{6} = 16.7 \approx 15 \text{ cm}$$

**Disposición  $\phi$  12 c/15**

### 3.5.2.1.2 Verificación a punzonamiento de la losa

Se verifica sobre la columna 5 en el nivel de tarraza como se muestra en la figura (3.11).

Datos:

$$a_o=b_o= 0.35 \text{ m}$$

$$d=0.325 \text{ m}$$

$$F_{sd}=N_d = 345.6 \text{ Kn}$$

$$f_{ck}= 25 \text{ MPa}= 25000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta= 1.15$$

$$\rho=0.0017$$

El perímetro crítico con la fórmula 2.31 es:

$$u_1 = 4 * \pi * 0.325 + 2 * (0.35 + 0.35) = 5.484 \text{ m} = 5484 \text{ mm}$$

El perímetro de comprobación de la columna con la fórmula 2.32 es:

$$u_o = 2 * (0.35 + 0.35) = 1.4 \text{ m} = 1400 \text{ mm}$$

El esfuerzo de punzonamiento efectivo es:

$$F_{sd,ef} = 1.15 * 345.6 = 397.44 \text{ kN}$$

La comprobación del agotamiento del alma por compresión excesiva en las bielas debe cumplir la desigualdad 2.34.

$$397.44 \text{ kN} \leq 0.3 * \frac{25000}{1.5} * 1.4 * 0.325 = 2275 \text{ kN (Cumple)}$$

La resistencia virtual a cortantes con la fórmula 2.35 es:

$$f_{cv} = \frac{0.18}{1.5} * \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{325}} \right) * (100 * 0.0017 * 25)^{\frac{1}{3}} = 0.347 \text{ MPa}$$

El valor mínimo de la resistencia virtual a cortante con la fórmula 2.36 es:

$$f_{cv} = \frac{0.075}{1.5} * \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{325}} \right)^{1.5} * (25)^{\frac{1}{3}} = 0.596 \text{ MPa}$$

Entonces la resistencia virtual a cortante es 0.596 MPa=596 kN/m<sup>2</sup>.

No es necesario disponer armadura transversal a punzonamiento si cumple con la desigualdad 2.37.

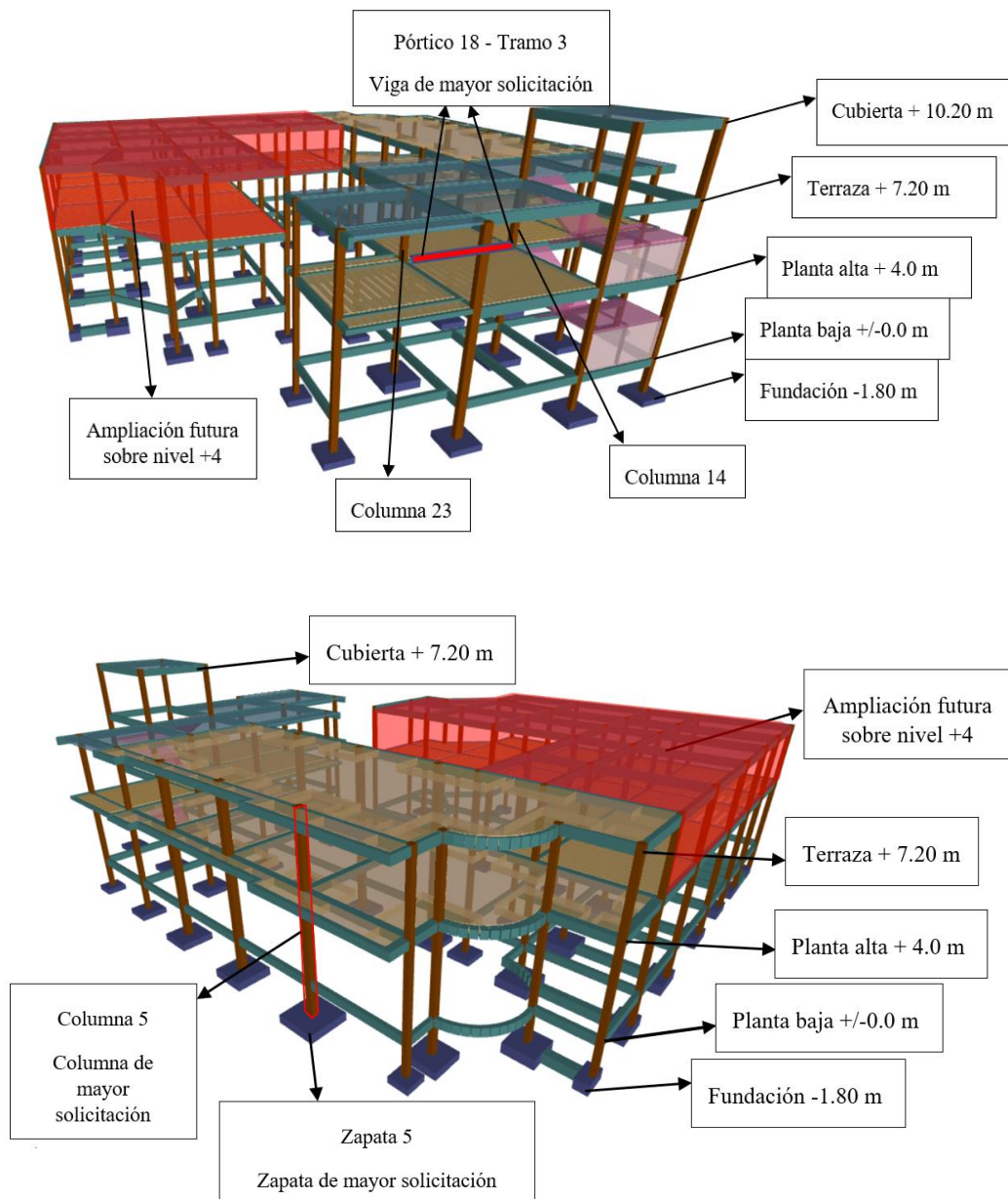
$$F_{sd,ef} = 397.44 \text{ kN} \leq f_{cv} * u_1 * d = 1062.251 \text{ kN (Cumple)}$$

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural están ubicados en el anexo A.3.1

### 3.5.3 Estructura de sustentación de la edificación

En la siguiente figura se muestra las vistas 3D del modelo estructural donde se indica la viga, columna y zapata aislada de mayor sollicitación en la estructura. También se muestra la ampliación futura contemplada en el diseño estructural sombreado con rojo.





**Figura 3.15: Vista 3D de la estructura.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

### 3.5.3.1 Diseño de vigas de Hormigón Armado

#### 3.5.3.1.1 Pre dimensionado de vigas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte de  $1/10$  a  $1/12$  de la luz libre. La altura incluye el espesor de la losa. El ancho es variable de  $1/2$  a  $2/3$  de la altura.

En la estructura la viga más solicitada tiene una luz de 5.83 m, entonces el peralte de la viga es:


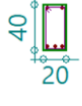
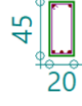
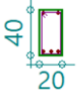
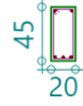



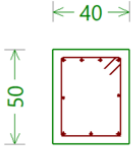
$$\frac{L}{10} = \frac{583}{10} = 58.3 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{12} = \frac{583}{12} = 48.58 \text{ cm}$$

Se asume un peralte de 50 cm. El ancho de la viga según el peralte varía entre 25-33.3 cm; se asume 25 cm.

### 3.5.3.1.2 Tipos de vigas utilizadas en la estructura

Las vigas por nivel utilizadas en la estructura se muestran en la siguiente figura.

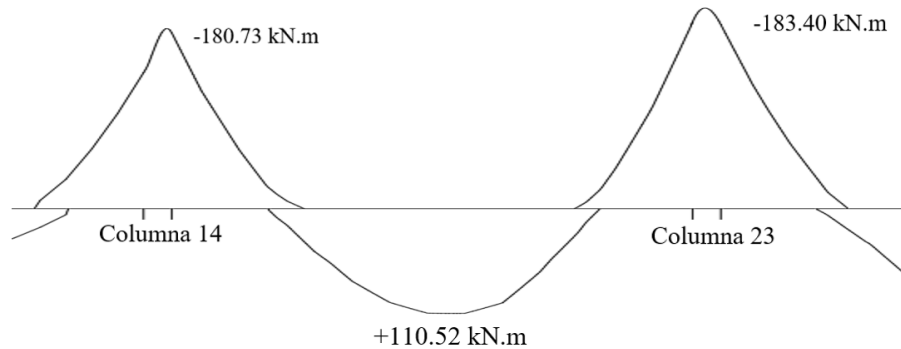
Cubierta +10.20 m				
Terraza + 7.20 m				
Planta alta +4.0 m				
Planta baja +/- 0.0 m				
Fundación -1.80 m (Vigas centradoras)				

**Figura 3.16: Disposición de vigas en la estructura.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.5.3.1.3 Diseño a flexión simple

Se diseña la viga con mayor sollicitación ubicada en el nivel planta alta +4, pórtico 18 - tramo 3, entre las columnas 14 y 23 como se muestra en la figura 3.12. La envolvente de momentos de la viga se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.17: Envolvente de momentos de la viga más solicitada.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

#### Cálculo de armadura negativa de la viga sobre columna 14

$$M = -180.73 \text{ kN.m}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

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

$$d_1 = 3.56 \text{ cm}$$

$$d = 46.44 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

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

El momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

$$\mu d = \frac{180.73 * 100}{25 * 46.44^2 * 1.67} = 0.20 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido se obtiene la cuantía mecánica ( $w$ ) de la tabla 2.8,  $w = 0.2263$

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

$$A_s = 0.2263 * 25 * 46.44 * \frac{1.67}{43.48} = 10.09 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima con la fórmula 2.29 es:

$$A_{smin} = 0.0028 * 25 * 50 = 3.5 \text{ cm}^2$$

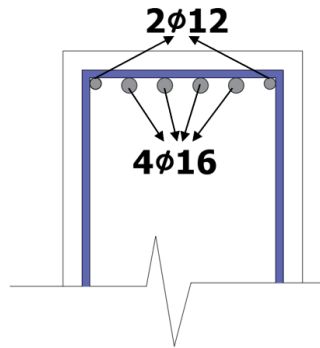
La armadura de cálculo necesaria es:

$$A. nec \geq [A_{smin}] = 10.09 \text{ cm}^2$$

Considerando diámetro 12 mm A acero=1.13 cm<sup>2</sup> para las esquinas de la viga y diámetros interiores de 16 mm A acero= 2.01 cm<sup>2</sup> de refuerzo se tiene:

$$A. real = 2 * 1.13 + 4 * 2.01 = 10.31 \text{ cm}^2 > A. nec \text{ (Cumple)}$$

Se utiliza **2φ12 más 4 φ16**, la disposición de armaduras en la viga sobre la columna 14 se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.18: Disposición de armadura negativa en la viga.**

*Fuente: Elaboración propia.*

El espaciamiento entre barras con la fórmula 2.39 es:

$$l_1 = 25 - 2 * 3.56 - 1.2 = 16.68 \text{ cm}$$

$$e = \frac{16.68 - 4 * 1.6}{5} = 2.1 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 2 cm < 2.1 cm (Cumple)
- El diámetro mayor 1.6 cm < 2.1 cm (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido  $1.2 * 1.5 = 1.8$  cm < 2.1 cm (Cumple)

### **Cálculo de armadura negativa de la viga sobre columna 23**

$$M = -183.40 \text{ kN.m}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

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

$$d_1 = 3.56 \text{ cm}$$

$$d = 46.44 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

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

El momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

$$\mu d = \frac{183.40 * 100}{25 * 46.44^2 * 1.67} = 0.2 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica (w) de la tabla 2.8,  $w = 0.2263$

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

$$A_s = 0.2263 * 25 * 46.44 * \frac{1.67}{43.48} = 10.1 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima con la fórmula 2.29 es:

$$A_{smin} = 0.0028 * 25 * 50 = 3.5 \text{ cm}^2$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A_{.nec} \geq \left[ \begin{matrix} A_s \\ A_{smin} \end{matrix} \right] = 10.09 \text{ cm}^2$$

Asumiendo diámetro 12 mm  $A_{\text{acero}}=1.13 \text{ cm}^2$  para las esquinas de la viga y diámetros interiores de 16 mm  $A_{\text{acero}}= 2.01 \text{ cm}^2$  de refuerzo se tiene:

$$A_{\text{real}}= 2*1.13+4*2.01=10.31 \text{ cm}^2 > A_{\text{ nec}} \text{ (Cumple)}$$

**Se utiliza 2 $\phi$ 12 más 4  $\phi$ 16**, la disposición de la armadura se muestra en la figura 3.15.

El espaciamiento entre barras con la fórmula 2.39 y la figura 3.15 es:

$$l_1 = 25 - 2 * 3.56 - 1.2 = 16.68 \text{ cm}$$

$$e = \frac{16.68 - 4 * 1.6}{5} = 2.1 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 2 cm < 2.1 cm (Cumple)
- El diámetro mayor 1.6 cm < 2.1 cm (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido  $1.2*1.5=1.8 \text{ cm} < 2.1 \text{ cm}$  (Cumple)

### **Cálculo de armadura positiva de la viga**

$$M= +110.52 \text{ kN.m}$$

$$h= 50 \text{ cm}$$

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

$$d_1=3.53 \text{ cm}$$

$$d= 46.47 \text{ cm}$$

$$f_{cd}= 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

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

El momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26.

$$\mu_d = \frac{110.52 * 100}{25 * 46.47^2 * 1.67} = 0.123 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica ( $w$ ) de la tabla 2.8, realizando una interpolación lineal para  $\mu d=0.123$ ,  $w=0.133$

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

$$A_s = 0.133 * 25 * 46.47 * \frac{1.67}{43.48} = 5.93 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima con la fórmula 2.29 es:

$$A_{smin} = 0.0028 * 25 * 50 = 3.5 \text{ cm}^2$$

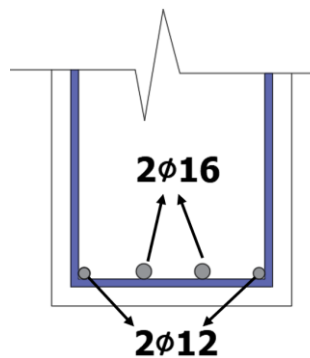
La armadura de cálculo necesaria es:

$$A. nec \geq [A_{smin}] = 5.93 \text{ cm}^2$$

Considerando diámetro 12 mm  $A_{acero}=1.13 \text{ cm}^2$  para las esquinas de la viga y diámetros interiores de 16 mm  $A_{acero}= 2.01 \text{ cm}^2$  de refuerzo se tiene:

$$A_{real} = 2*1.13+2*2.01=6.28 \text{ cm}^2 > A. nec \text{ (Cumple)}$$

Se utiliza **2 $\phi$ 12 más 2  $\phi$ 16**, la disposición de la armadura se muestra en la figura 3.16.



**Figura 3.19: Disposición de armadura positiva en la viga.**

*Fuente: Elaboración propia.*

El espaciamiento entre barras con la fórmula 2.39 y la figura 3.16 es:

$$l_1 = 25 - 2 * 3.53 - 1.2 = 16.74 \text{ cm}$$

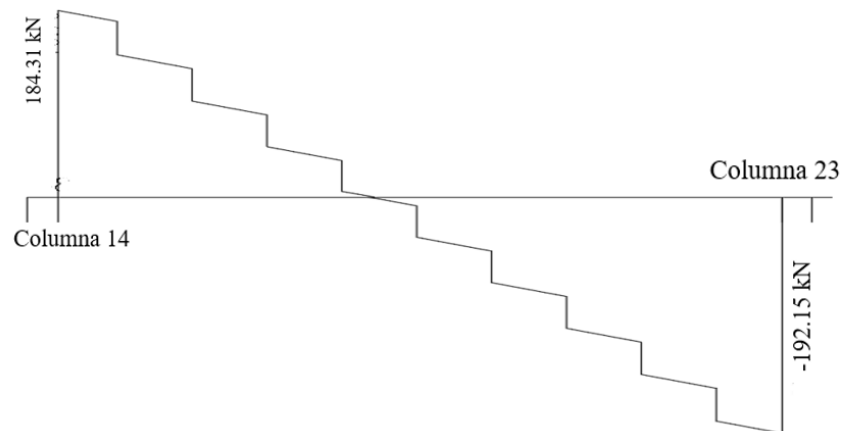
$$e = \frac{16.74 - 2 * 1.6}{3} = 4.5 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre barras según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- 2 cm < 4.5 cm (Cumple)
- El diámetro mayor 1.6 cm < 4.5 cm (Cumple)
- 1.2 veces el tamaño máximo del árido 1.2\*1.5=1.8 cm < 4.5 cm (Cumple)

#### 3.5.3.1.4 Diseño a esfuerzo cortante

Se diseña para la mayor cortante que se muestra en la siguiente figura



**Figura 3.20: Envolvente de momentos de la viga más solicitada.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

$$V_d = 192.15 \text{ kN}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

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

$$d_1 = 3.53 \text{ cm}$$

$$d = 46.47 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$



La resistencia de cálculo del acero transversal debe cumplir la desigualdad 2.40.

$$f_{yd} \leq \left[ \begin{array}{c} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{kN}{cm^2} \\ 42 \frac{kN}{cm^2} \end{array} \right] = 42 \text{ kN/cm}^2$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma ( $V_{ou}$ ), debe cumplir la desigualdad 2.41.

$$V_{ou} = 0.3 * 1.67 * 20 * 46.47 = 582.04 \text{ kN} > 192.15 \text{ (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón con la fórmula 2.43 es:

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[3]{1.67} = 0.065 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante con la fórmula 2.42 es:

$$V_{cu} = 0.065 * 25 * 46.47 = 75.51 \text{ kN}$$

$V_{cu} < V_d$ , se calcula armadura para la diferencia.

La armadura mínima con la fórmula 2.44 es:

$$A_{smin} = 0.02 * 25 * 100 * \frac{1.67}{42} = 1.99 \text{ cm}^2/m$$

$V_d > V_{cu}$ , El cálculo de armadura para la siguiente diferencia con la fórmula 2.45 es:

$$V_{su} = 192.15 - 75.51 = 116.64 \text{ kN}$$

La armadura de cálculo con la fórmula 2.46 es:

$$A_s = \frac{116.64 * 100}{0.9 * 46.47 * 42} = 6.64 \text{ cm}^2/m$$

La armadura de cálculo necesaria es la mayor de las fórmulas 2.44 y 2.46, entonces:

$$A_{nec} \geq \left[ \begin{array}{c} A_{smin} \\ A_s \end{array} \right] = 6.64 \text{ cm}^2/m$$

El número de piernas son dos.

$$A_{st} = \frac{6.64}{2} = 3.32 \text{ cm}^2/m$$

Se asume diámetro 8 mm con A acero= 0.503 cm<sup>2</sup>

$$\#Barras = \frac{3.32}{0.503} = 6.6 \approx 7$$

$$s = \frac{100}{7} = 14.3 \approx 15 \text{ cm}$$

$$A. \text{real} = 7 * 0.503 = 3.52 \text{ cm}^2 > A_{st} = 3.32 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

La separación de estribos (s), según la norma CBH-87 debe cumplir que:

- $15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  (Cumple)
- $15 \text{ cm} \leq 0.85 * 46.47 = 39.5 \text{ cm}$  (Cumple)

La longitud donde se va a distribuir los estribos es 553 cm, entonces el número de estribos es:

$$\#Estribos = \frac{553}{15} = 36.9 \approx 37$$

**Se dispone 37 estribos  $\phi$  8 mm c/15 cm.**

El paquete estructural CYPECAD, establece la siguiente disposición de armadura en la viga más solicitada que se muestra en la siguiente figura.

Armadura longitudinal (cm <sup>2</sup> )			
Superior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	10.16	1.05	9.95
A. real	10.30	2.26	10.30
Posición	0.15	1.95	5.68
Inferior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	1.05	5.92	1.79
A. real	6.28	6.28	6.28
Posición	1.15	3.27	4.69
Armadura transversal vertical (cm <sup>2</sup> /m) (Área Total de Estribos y Ramas / p.m.)			
Intervalo	Área Cálculo	Área Real	
[0.15-5.68]	6.70	6.70	

**Figura 3.21: Cuadro generado por el paquete estructural de áreas.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

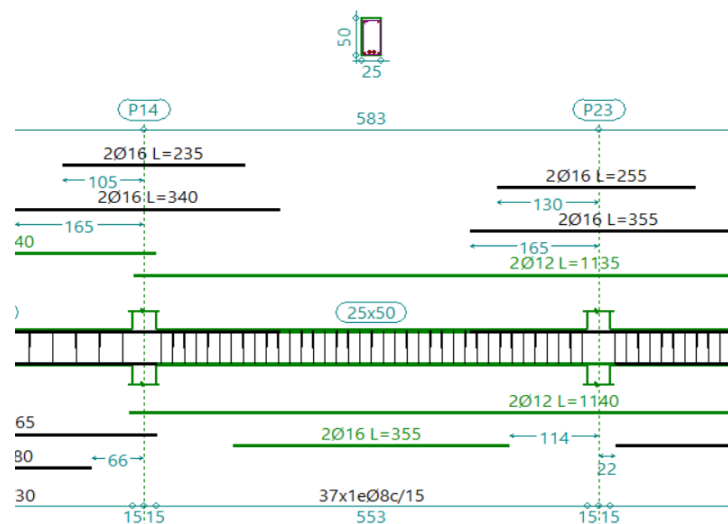
Las áreas de cálculo determinadas por el paquete estructural CYPECAD están dentro de un círculo, las cuales fueron verificadas manualmente. En la siguiente tabla se muestra la variación de resultados.

Áreas de cálculo necesarias	Armadura negativa izquierda (cm <sup>2</sup> )	Armadura Positiva centro (cm <sup>2</sup> )	Armadura negativa derecha (cm <sup>2</sup> )	Armadura transversal (cm <sup>2</sup> /m)
CYPECAD	10.16	5.92	9.95	6.7
MANUALMENTE	10.09	5.93	10.09	6.64
VARIACIÓN	0.69%	-0.17%	-1.41%	0.90%

**Tabla 3.7: Comparación de resultados de áreas en la viga.**

*Fuente: Elaboración propia.*

Las variaciones máximas son de 0.9% que corresponde a la armadura transversal, el resultado obtenido manualmente es menor al del paquete estructural y una variación de -1.41 % que corresponde a la armadura negativa derecha, el resultado obtenido manualmente es mayor al del paquete estructural. La variación es pequeña, pero el área real de armaduras y número de barras calculadas manualmente es igual al del paquete estructural, el despiece del armado de la viga más solicitada se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.22: Despiece del armado de la viga más solicitada.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de vigas de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3.2.

### 3.5.3.2 Diseño de columnas de Hormigón Armado

Se diseña la columna con mayor sollicitación (Columna 5), entre el nivel planta alta +4.0 m y nivel de planta baja +/-0.0 m, como se muestra en la figura 3.12.

#### 3.5.3.2.1 Pre dimensionado de columnas

Se usa el siguiente criterio.

Carga aproximada por metro cuadrado 10 kN/m<sup>2</sup>

Área tributaria A=32.3 m<sup>2</sup>

Número de pisos N=3

Se calcula la carga de servicio.

$$P_{servicio} = 10 * 3 * 32.3 = 969 \text{ kN}$$

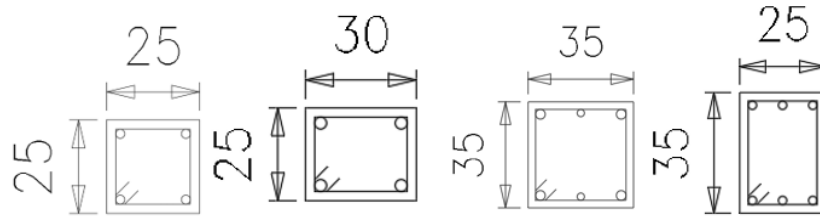
El área de la columna es:

$$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.4 * f_{ck}} = \frac{969}{0.4 * 2.5} = 969 \text{ cm}^2$$

Se asume una sección de 35x35= 1225 cm<sup>2</sup> > A<sub>c</sub> (Cumple)

#### 3.5.3.2.2 Tipos de columnas utilizadas en la estructura

Los tipos de columnas utilizadas son de acuerdo a la arquitectura del proyecto, capacidad de resistir los esfuerzos actuantes y para prevenir armadura longitudinal excesiva en las secciones. Las dimensiones de las columnas se muestran en la siguiente figura expresadas en centímetros.



**Figura 3.23: Disposición de columnas en la estructura.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

### 3.5.3.2.3 Diseño a flexión esviada

Las solicitaciones de diseño de la columna 5 en la planta baja son:

Dimensiones 35x35 cm.

$N_d = 848.8$  kN

$M_{xd} = 6.5$  kN.m

$M_{yd} = 42.9$  kN.m

La reducción de la resistencia de materiales es:

- Para el hormigón, la columna se trata de un elemento vertical se reduce un 10% a la fórmula 2.13

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{2.5}{1.5} = 1.5 \text{ kN/cm}^2$$

- Para el acero, debe ser menor a 42 kN/cm<sup>2</sup> o a la fórmula 2.14.

$$f_{yd} \leq \left[ \begin{array}{l} \frac{50}{1.15} = 43.48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \frac{42}{1.15} = 36.52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{array} \right] = 36.52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Los elementos que concurren a la columna 5 se muestra en la siguiente figura.

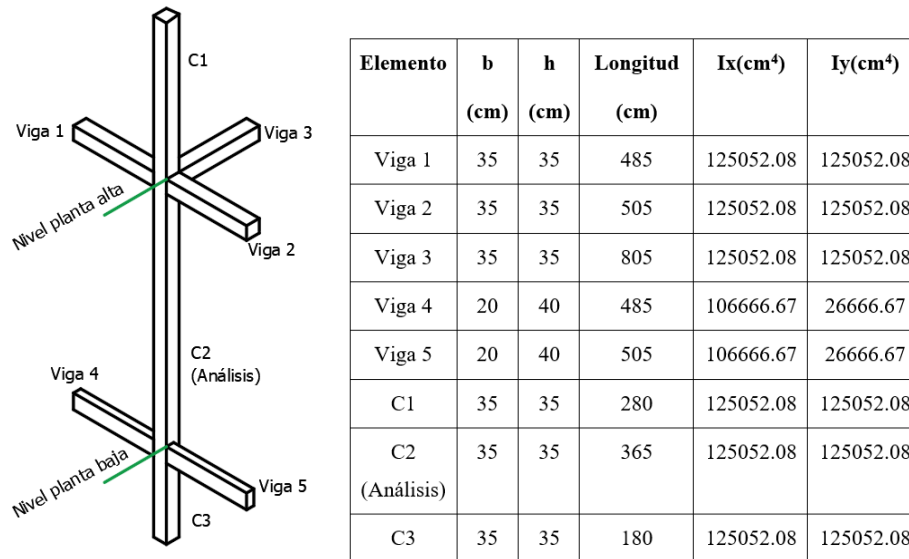


Figura 3.24: Datos geométricos de los elementos que concurren a la columna 5.

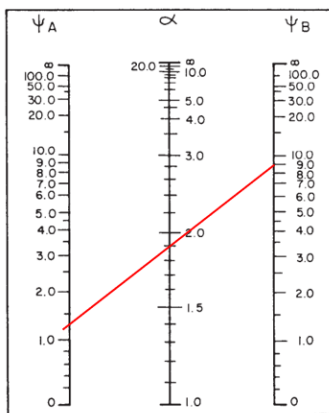
Fuente: Elaboración propia.

### Cálculo del coeficiente de pandeo en la dirección X.

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yv1}}{Lv1} + \frac{I_{yv2}}{Lv2} + \frac{I_{yv3}}{Lv3}} = \frac{\frac{125052.08}{280} + \frac{125052.08}{365}}{\frac{125052.08}{485} + \frac{125052.08}{505} + \frac{125052.08}{805}} = 1.19$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC2}}{L_{C2}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yv4}}{Lv4} + \frac{I_{yv5}}{Lv5}} = \frac{\frac{125052.08}{365} + \frac{125052.08}{180}}{\frac{26666.67}{485} + \frac{26666.67}{505}} = 9.6$$

Entrando con  $\psi_{AX}$ ,  $\psi_{BX}$ , en el monograma para pórticos traslacionales de la figura 2.18.



b) Pórticos traslacionales

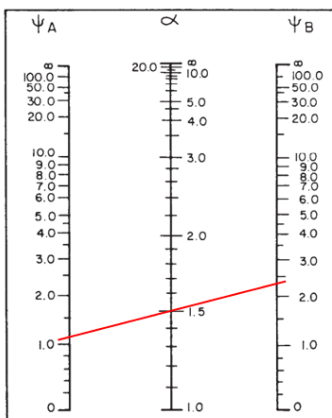
El coeficiente de pandeo  $\alpha = 1.9$

### Cálculo del coeficiente de pandeo en la dirección Y.

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{Ix_{C1}}{L_{C1}} + \frac{Ix_{C2}}{L_{C2}}}{\frac{Iy_{v1}}{Lv1} + \frac{Iy_{v2}}{Lv2} + \frac{Ix_{v3}}{Lv3}} = \frac{\frac{125052.08}{280} + \frac{125052.08}{365}}{\frac{125052.08}{485} + \frac{125052.08}{505} + \frac{125052.08}{805}} = 1.19$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{Ix_{C2}}{L_{C2}} + \frac{Ix_{C3}}{L_{C3}}}{\frac{Iy_{v4}}{Lv4} + \frac{Iy_{v5}}{Lv5}} = \frac{\frac{125052.08}{365} + \frac{125052.08}{180}}{\frac{106666.67}{485} + \frac{106666.67}{505}} = 2.41$$

Entrando con  $\psi_{AY}$ ,  $\psi_{BY}$ , en el monograma para pórticos traslacionales de la figura 2.18.



b) Pórticos traslacionales

El coeficiente de pandeo  $\alpha = 1.5$

La esbeltez mecánica en ambas direcciones con la fórmula 2.47 es:

$$\lambda_x = \frac{1.9 * 365}{\sqrt{\frac{125052.08}{35 * 35}}} = \frac{693.5}{10.10} = 68.64 < 100$$

$$\lambda_y = \frac{1.5 * 365}{\sqrt{\frac{125052.08}{35 * 35}}} = \frac{547.5}{10.10} = 54.21 < 100$$

La excentricidad de cálculo de primer orden en ambas direcciones es:

$$e_{ox} = \frac{Myd}{Nd} = \frac{42.9 * 100}{848.8} = 5.05 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{Mxd}{Nd} = \frac{6.5 * 100}{848.8} = 0.77 \text{ cm}$$

La excentricidad accidental en ambas direcciones con la fórmula 2.49 es:

$$ecx = ecy = \frac{35}{10} = 1.75 < 2 \text{ cm}$$

Por lo tanto,  $ecx=ecy= 2 \text{ cm}$ .

La excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden en ambas direcciones con la fórmula 2.50 es:

$$eax = \left(0.85 + \frac{365.2}{1200}\right) * \frac{35 + 20 * 5.05}{35 + 10 * 5.05} * \frac{693.5^2}{10.10} * 10^{-4} = 8.74 \text{ cm}$$

$$eay = \left(0.85 + \frac{365.2}{1200}\right) * \frac{35 + 20 * 0.77}{35 + 10 * 0.77} * \frac{547.5^2}{10.10} * 10^{-4} = 4.04 \text{ cm}$$

La excentricidad total en ambas direcciones con la desigualdad 2.48 es:

$$etotx = 2 + 8.74 = 10.74 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm (Cumple)}$$

$$etoty = 2 + 4.04 = 6.04 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm (Cumple)}$$

Las variables para el ábaco en roseta con las fórmulas 2.51, 2.52 y 2.53 son:

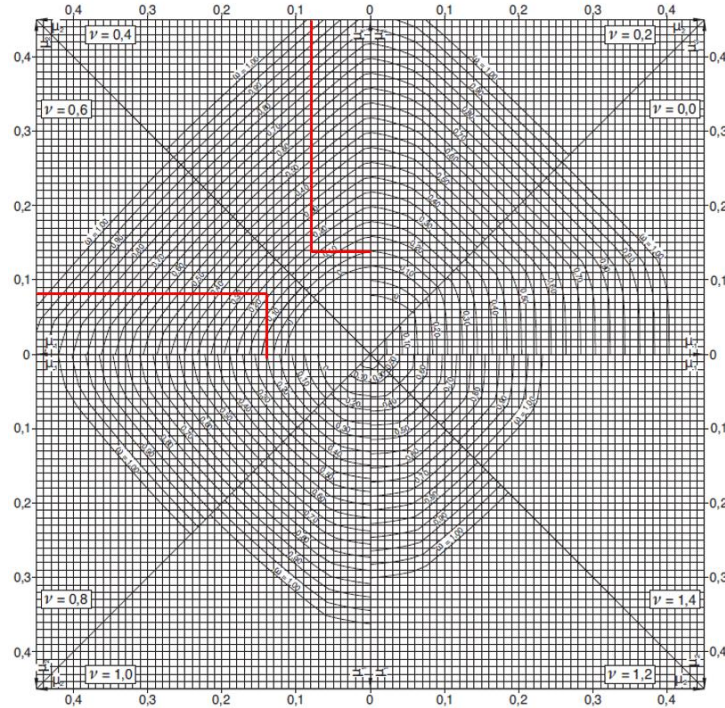
$$\mu a = \frac{848.8 * 10.74}{35 * 35 * 35 * 1.5} = 0.14$$

$$\mu b = \frac{848.8 * 6.04}{35 * 35 * 35 * 1.5} = 0.08$$

$$v = \frac{848.8}{35 * 35 * 1.5} = 0.5$$

Con los esfuerzos reducidos se determina la cuantía mecánica ( $w$ ) del ábaco en roseta de la figura 2.19 como se muestra en la siguiente imagen, se intercepta en la figura para los valores de los momentos reducidos.





Las cuantías obtenidas del ábaco en roseta con las variables calculadas son las siguientes:

Para  $v=0.4$   $w=0.175$

Para  $v=0.6$   $w=0.2$

Interpolando para  $v=0.5$ ,  $w=0.188$

La armadura mínima por norma con la fórmula 2.54 es:

$$A_{min} = 0.005 * 35 * 35 = 6.125 \text{ cm}^2$$

La armadura necesaria de cálculo con la fórmula 2.55 es:

$$A_s = 0.188 * 35 * 35 * \frac{1.5}{36.52} = 9.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{.nec} \geq \left[ \begin{matrix} A_s \\ A_{min} \end{matrix} \right] = 9.46 \text{ cm}^2$$

Se adopta diámetro 16 mm para las esquinas de la sección con  $A=2.01 \text{ cm}^2$

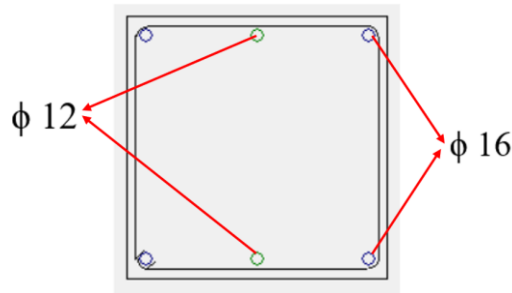
Se adopta diámetro 12 mm con área de acero  $A=1.13 \text{ cm}^2$

$$\text{Se utiliza } 4\phi 16 \text{ At}=4*2.01=8.04 \text{ cm}^2$$

Se utiliza  $2\phi 12$   $A_t=2*1.13=2.26 \text{ cm}^2$

$$A. \text{real} = 8.04 + 2.26 = 10.30 \text{ cm}^2 > A. \text{nec} = 9.46 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

La disposición de armaduras de la columna analizada se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.25: Disposición de armadura en la columna 5.**

*Fuente: Elaboración propia.*

#### 3.5.3.2.4 Cálculo de la armadura transversal

Según la norma CBH-87 el diámetro debe cumplir las siguientes condiciones.

$$\phi t \geq \left[ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} * \phi_{max}; \frac{1}{4} * 16 = 4 \text{ mm} \end{array} \right]; \phi t = 6 \text{ mm}$$

La separación "s", entre estribos según la norma CBH-87 debe ser:

$$s \leq \left[ \begin{array}{l} 12 * 1.2 = 14.4 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right], \text{ se asume } s = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la armadura transversal es  $\phi 6 \text{ mm c}/10 \text{ cm}$ .

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna 5, son iguales a los del paquete estructural CYPECAD; los resultados se muestran en la siguiente figura:

Referencia:		P5		Cuadro de columnas			Datos de la columna	
		Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos		Fe/Fb(%)	
3	<input type="checkbox"/>	0.35 x 0.35	4 Ø16	+0	+0	Ø6 15	0.66	
2	<input type="checkbox"/>	0.35 x 0.35	4 Ø16	+2	Ø12	Ø6 10	0.84	
1	<input type="checkbox"/>	0.35 x 0.35	4 Ø16	+2	Ø12	Ø6 10	0.84	
Arranques:		4	Ø16	+2	Ø12		0.84	

**Figura 3.26: Cuadro de armaduras en la columna, cálculo del programa CYPECAD.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

- 3 (Columna nivel terraza + 7.20 m)
- 2 (Columna nivel planta alta +4.0 m)
- 1 (Columna nivel planta baja +/- 0.0 m)

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de columnas de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3.3

### 3.5.4 Estructuras complementarias

#### 3.5.4.1 Diseño de escalera de hormigón armado

Se diseña la escalera que une el nivel de planta baja y planta alta. Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$$fcd=1.67 \text{ kN/cm}^2; fyd=43.48 \text{ kN/cm}^2$$

Longitud del descanso L1= 195 cm.

Longitud horizontal de la rampa L2= 300 cm.

Espesor del muro de apoyo A1= 20 cm

Espesor de la viga de apoyo A2= 20 cm

Desnivel que salva H= 400 m.

Ancho de la rampa b=195 cm

Ancho total del descanso a=390 cm

Espesor de la losa de la escalera t= 15 cm

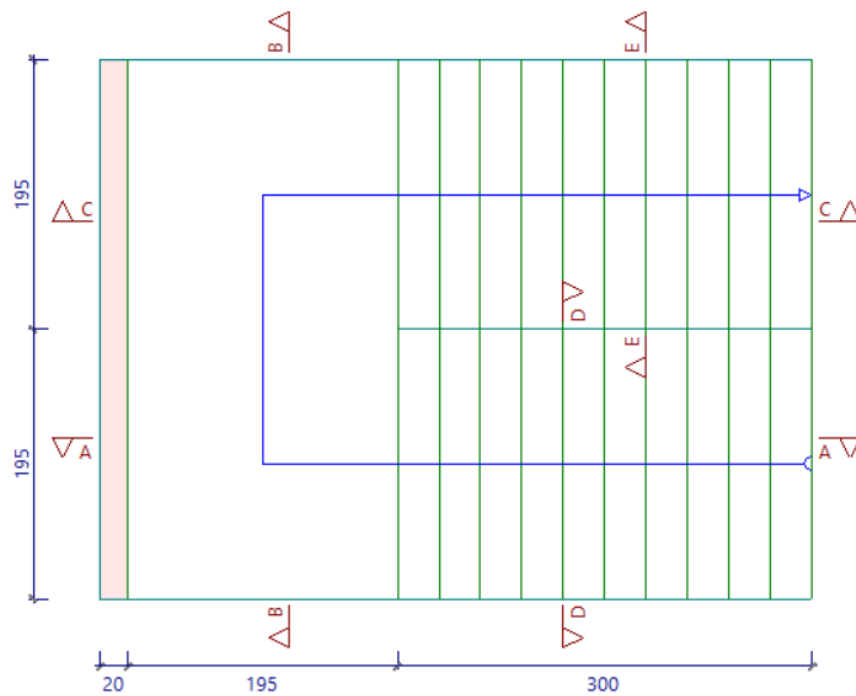
Recubrimiento geométrico  $r = 2.5$  cm

Dimensión de la huella  $P = 30$  cm

Dimensión de la contrahuella  $CP = 18$  cm

Nº escalones = 22

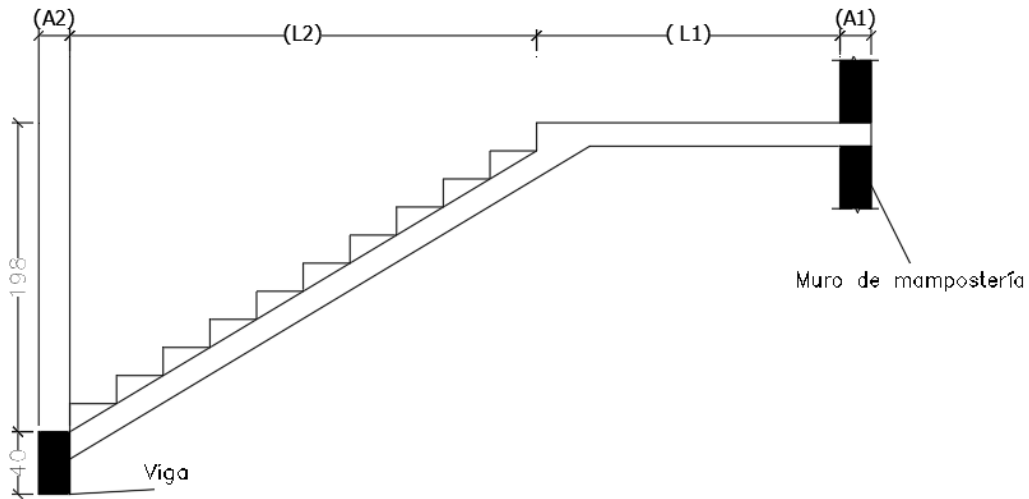
Las dimensiones mencionadas se muestran en la vista en planta y perfil de la escalera analizada en las siguientes figuras.



**Figura 3.27: Vista en planta de la escalera analizada.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

Dado que las características geométricas de la escalera son simétricas en ambos tramos, solo se verifica para un solo tramo y en el otro tramo se dispone la misma armadura. El tramo analizado se muestra en la siguiente figura:



**Figura 3.28: Vista en perfil de tramo analizado de la escalera.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### **Metrado de cargas**

El ángulo de inclinación de la rampa en el tramo analizado con respecto a la horizontal con la fórmula 2.56 es:

$$\cos(\theta) = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 18^2}} = 0.857$$

El espesor equivalente ( $hm$ ) en la rampa con la fórmula 2.57 es:

$$hm = \frac{15}{0.857} + \frac{18}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

Las cargas consideradas para la rampa y descanso del tramo analizado de la escalera se muestran en la siguiente tabla:

**PARA LA RAMPA**

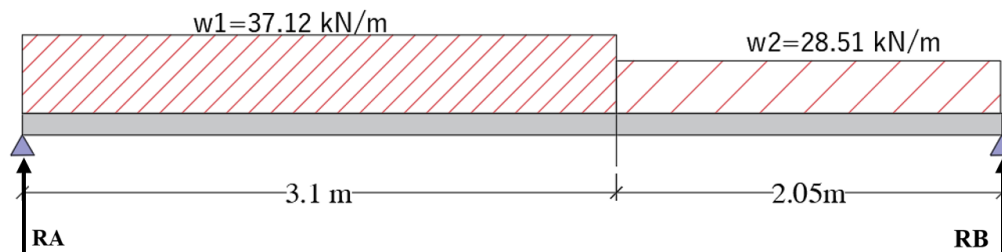
Detalle	Peso	Altura(m)	Ancho (m)	F.M.	Total (kN/m)
Peso Propio kN/m <sup>3</sup>	24	0.265	1.95	1.6	19.84
Acabado kN/m <sup>2</sup>	1	-	1.95	1.6	3.12
Barandas kN/m	3	-	-	1.6	4.8
S/C kN/m <sup>2</sup>	3	-	1.95	1.6	9.36

**TOTAL: 37.12****PARA EL DESCANSO**

Detalle	Peso	Altura(m)	Ancho (m)	F.M.	Total (kN/m)
Peso Propio kN/m <sup>3</sup>	24	0.150	1.95	1.6	11.23
Acabado kN/m <sup>2</sup>	1	-	1.95	1.6	3.12
Barandas kN/m	3	-	-	1.6	4.8
S/C kN/m <sup>2</sup>	3	-	1.95	1.6	9.36

**TOTAL: 28.51****Tabla 3.8: Cargas consideradas en la escalera.***Fuente: Elaboración propia.***Determinación de los momentos de diseño.**

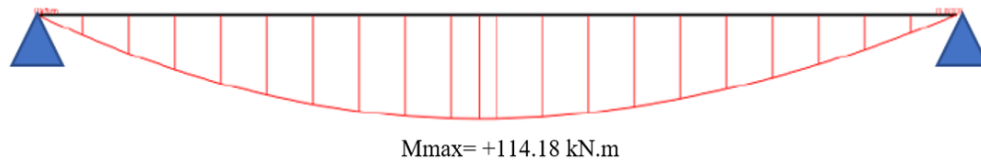
Para el máximo momento positivo se idealiza la escalera como una viga simplemente apoyada como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 3.29: Idealización de la escalera para el momento positivo.***Fuente: Elaboración propia.*

Resolviendo con las ecuaciones de la estática se determina las reacciones en los apoyos y son:

$$R_A = 92.07 \text{ kN}; R_B = 81.446 \text{ kN}$$

El máximo momento positivo y el diagrama de momentos para la viga simplemente apoyada se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.30: Diagrama de momentos viga simplemente apoyada.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.5.4.1.1 Diseño a flexión simple

#### Determinación de la armadura longitudinal positiva

$$M_{\max} = +114.18 \text{ kN.m}$$

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

$$b = 195 \text{ cm}$$

El momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26 es:

$$\mu d = \frac{114.18 * 100}{195 * 12^2 * 1.67} = 0.2 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido se obtiene la cuantía mecánica de la tabla 2.8 y es  $w = 0.2263$

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

$$A_s = 0.2263 * 195 * 12 * \frac{1.67}{43.48} = 20.34 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima con la fórmula 2.29 es:

$$A_{smin} = 0.0015 * 195 * 15 = 4.39 \text{ cm}^2$$

La armadura positiva de cálculo necesaria es:

$$A_{nec(+)} \geq \left[ \begin{matrix} A_s \\ A_{smin} \end{matrix} \right] = 20.34 \text{ cm}^2$$

Para diámetro 16 mm,  $A_s=2.011 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{20.34}{2.011} = 10.1 \approx 10$$

$$Espaciamiento = \frac{195 - 2 * 2.5}{10} = 19 \approx 20 \text{ cm}$$

$$\#Barras \text{ total} = \frac{195 - 2 * 2.5}{20} + 1 = 10.5 \approx 11$$

Verificación

$$A. \text{ real} = 11 * 2.01 = 22.11 \text{ cm}^2 > A. \text{ nec (+)} = 20.34 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

Por lo tanto, se dispone **11  $\phi$  16 mm c/20 cm**

### **Determinación de la armadura longitudinal negativa**

Según el libro “DISEÑO EN CONCRETO ARMADO” del Ing. Roberto Morales, la armadura negativa puede ser igual a 1/3 de la armadura positiva, entonces se tiene:

$$A. \text{ nec(-)} = \frac{20.34}{3} = 6.78 \text{ cm}^2$$

Para diámetro 10 mm,  $A_s=0.785 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{6.78}{0.785} = 8.6 \approx 9$$

$$Espaciamiento = \frac{195 - 2 * 2.5}{9} = 21.1 \approx 20 \text{ cm}$$

$$\#Barras \text{ total} = \frac{195 - 2 * 2.5}{20} + 1 = 10.5 \approx 11$$

Verificación

$$A. \text{ real} = 11 * 0.785 = 8.64 \text{ cm}^2 > A. \text{ nec(-)} = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

Por lo tanto, se dispone **11  $\phi$  10 mm c/20 cm**



### Determinación de la armadura de reparto.

Según la norma CBH-87 debe cumplir con la fórmula 2.28.

$$h_o = 15 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 434.8 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq 1.725 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 0.46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_s = 1.725 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando barras de diámetro 8 mm.  $A_s = 0.503 \text{ cm}^2$

$$\text{Barras} = \frac{1.725}{0.503} = 3.42 \approx 4$$

A. real =  $4 * 0.503 = 2.012 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s$  (Cumple)

$$\text{Barras por metro} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se dispone  $\phi 8 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$

#### 3.5.4.1.2 Verificación a cortante

La cortante a una distancia igual al canto útil (d) desde el apoyo con la fórmula 2.58 es:

$$V_d = 92.07 - 37.12 * 0.12 = 87.62 \text{ kN}$$

La cortante de diseño con la fórmula 2.59 es:

$$V_{d'} = 87.62 * 0.857 = 75.09 \text{ kN}$$

El agotamiento por compresión oblicua en el alma ( $V_{ou}$ ), debe cumplir la desigualdad 2.41.

$$V_{ou} = 0.3 * 1.67 * 195 * 12 = 1172.3 \text{ kN} > 75.09 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón con la fórmula 2.43 es:

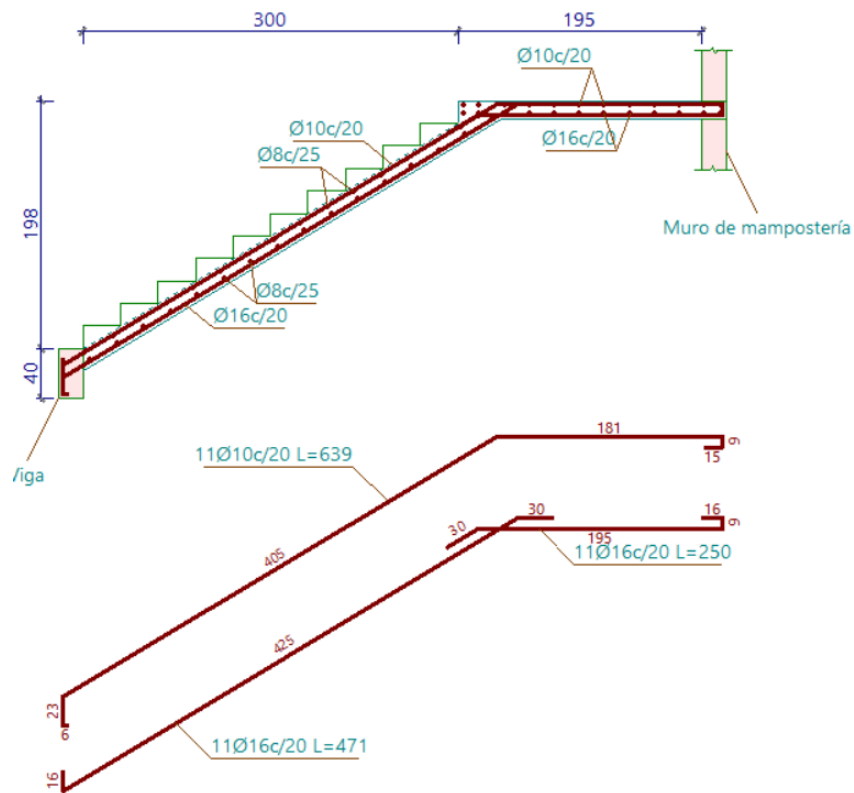
$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt[2]{1.67} = 0.065 \text{ kN/cm}^2$$

La contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante con la fórmula 2.42 es:

$$V_{cu} = 0.065 * 195 * 12 = 152.1 \text{ kN}$$

$V_d' < V_{cu}$ , entonces la escalera cumple a cortante.

Los resultados obtenidos manualmente son iguales a los que dispone el paquete estructural CYPECAD. La disposición de armaduras en el tramo analizado de la escalera se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.31: Disposición de armaduras en el tramo analizado.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de escaleras de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3.5.

### 3.5.5 Fundaciones

#### 3.5.5.1 Diseño de zapata aislada de hormigón armado

Se realiza el diseño de la zapata de mayor sollicitación que corresponde a la zapata 5 como se muestra en la figura 3.12.

Datos:

$$N = 636.68 \text{ kN}$$

$$M_x' = +0.1375 \text{ kN.m}$$

$$M_y' = +9.95 \text{ kN.m}$$

$$Q_x = -1.99 \text{ kN}$$

$$Q_y = 31.13 \text{ kN}$$

$$q_{adm} = 1.87 \text{ kg/cm}^2 = 0.0187 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$a_1 = b_1 = 35 \text{ cm}$$

#### Pre dimensionado de zapata aislada

El área de la zapata ( $A_z$ ) con la fórmula 2.60 es:

$$A_z = a * b \geq \frac{636.68}{0.9 * 0.0187} = 37830.14 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{37830.14} = 194.5 \text{ cm}$$

Se adopta  $a=b=195 \text{ cm}$

$$A_z = 195 * 195 = 38025 \text{ cm}^2 > 37830.14 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

El vuelo de la zapata es:

$$v = 195 - 195 * 0.5 - 35 * 0.5 = 80 \text{ cm.}$$

El canto (h) de la zapata es igual a la mitad del vuelo de la zapata.

$$h = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

### Corrección de momentos

$$M_x = M_x' \pm Q_y * h = 0.1375 + 31.13 * 0.4 = 12.59 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_y' \pm Q_x * h = 9.95 - 1.99 * 0.4 = 9.15 \text{ kN.m}$$

### Cálculo de tensiones sobre el terreno

Se calcula los esfuerzos en los cuatro cuadrantes de la zapata mostrado en la figura 2.22, con la fórmula 2.61 los esfuerzos son:

$$(I) Q_1 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_x}{a^2 * b} + \frac{6 * M_y}{b^2 * a} = 164.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$(II) Q_2 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_x}{a^2 * b} + \frac{6 * M_y}{b^2 * a} = 185.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

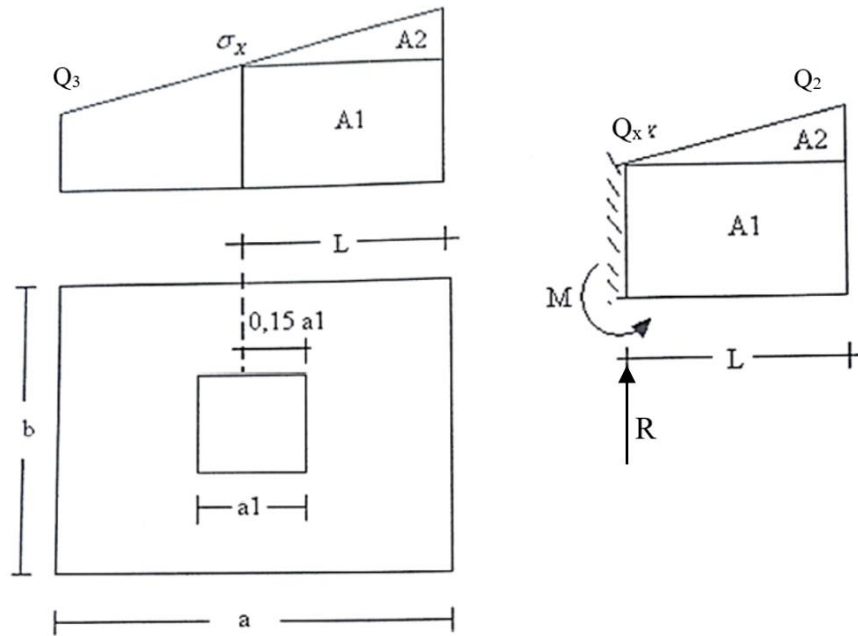
$$(III) Q_3 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_x}{a^2 * b} - \frac{6 * M_y}{b^2 * a} = 170.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$(IV) Q_4 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_x}{a^2 * b} - \frac{6 * M_y}{b^2 * a} = 149.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{max} = 185.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.0185 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < Q_{adm} = 0.0187 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ (Cumple)}$$

### Cálculo del momento de diseño

Para el cálculo del momento flector en la dirección X, se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia igual al vuelo de la zapata más el 0.15 de a1 como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.32: Momento de diseño.**

*Fuente: Elaboración propia.*

De la figura 2.38 se puede reducir la longitud de cálculo para el momento como sigue.

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0.15 * a1 = \frac{1.95 - 0.35}{2} + 0.15 * 0.35 = 0.853 \text{ m}$$

$$Q_x = Q_2 - \frac{L}{a}(Q_2 - Q_3) = 185.03 - \frac{0.853}{1.95} * (185.03 - 170.22) = 178.55 \text{ kN/m}^2$$

El momento en la dirección X es:

$$M = \frac{Q_x * L * L}{2} + \frac{(Q_2 - Q_x) * L * 0.5 * 2 * L}{3} = 66.53 \text{ kN.m/m}$$

Finalmente, el momento de diseño en la dirección X es:

$$M_{xd} = 1.6 * 66.53 = 106.45 \text{ kN.m/m}$$

Se precede de la misma forma para la dirección Y; el momento de diseño en esta dirección es:

$$M_{yd} = 105.98 \text{ kN.m/m}$$

### 3.5.5.1.1 Diseño a flexión de la zapata

Como los momentos de diseño son similares en ambas direcciones se diseña para M<sub>xd</sub>.

$$M_{xd} = 106.45 \text{ kN.m/m}$$

$$f_{cd} = 1.67 \text{ kN/cm}^2$$

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

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

$$d = 35 \text{ cm}$$

recubrimiento 5 cm.

El momento reducido de cálculo con la fórmula 2.26 es:

$$\mu d = \frac{106.45 * 100}{100 * 35^2 * 1.67} = 0.052 < \mu_{lim} = 0.372 \text{ (Cumple)}$$

Con el momento reducido de obtiene la cuantía mecánica de la tabla 2.8, interpolando para  $\mu d = 0.052$  en la tabla la cuantía mecánica es,  $w = 0.054$

La armadura de cálculo a tracción necesaria con la fórmula 2.27 es:

$$A_s = 0.054 * 100 * 35 * \frac{1.67}{43.48} = 7.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura mínima con la fórmula 2.29 es:

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 35 = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura de cálculo necesaria es:

$$A_{nec} \geq \left[ \begin{array}{c} A_s \\ A_{smin} \end{array} \right] = 7.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para diámetro 12 mm,  $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\#Barras = \frac{7.26}{1.13} = 6.42 \approx 7$$

$A_{real} = 7 * 1.13 = 7.91 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{nec}$  (Cumple)

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{7} = 14.3 \approx 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Barras total} = \frac{195 - 2 * 5}{12.5} = 14.8 \approx 15 \text{ cm}$$

Disposición de la armadura en ambas direcciones es, **15φ12 mm c/12.5 cm.**

### 3.5.5.1.2 Verificación a cortante

Se verifica una distancia igual al canto útil (d) del paramento de la columna.

$f_{ck}=25 \text{ MPa}$

$d=35 \text{ cm}$

$\rho=0.0025$

La reacción en el apoyo de la viga idealizada en la figura 3.28 es:

$$R = \frac{Q_2 - Qx}{2} * L + Qx * L = 155.07 \text{ kN}$$

La ubicación de la cortante a verificar a una distancia desde el paramento de la columna es:

$$Lx = 0.15 * a1 + d = 0.15 * 35 + 35 = 0.403 \text{ m}$$

La ecuación de la cortante para la viga es:

$$V = -\frac{7.597 * x^2}{2} - 178.55 * x + 155.07$$

Reemplazando  $x=Lx=0.403$  la cortante a una distancia igual al canto útil (d) del paramento de la columna es  $V=82.5 \text{ kN}$

La cortante para la verificación es:

$$Vd = 1.6 * 82.5 = 132 \text{ kN}$$

La resistencia virtual a cortante con la fórmula 2.35 es:

$$f_{cv} = \frac{0.18}{1.5} * \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} \right) * (100 * 0.0025 * 25)^{\frac{1}{3}} = 0.388 \text{ MPa}$$

El valor mínimo de la resistencia virtual a cortante con la fórmula 2.36 es:

$$f_{cv} = \frac{0.075}{1.5} * \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} \right)^{1.5} * 25^{\frac{1}{2}} = 0.582 \text{ MPa}$$

Entonces la resistencia virtual a cortante  $f_{cv}=0.582 \text{ MPa}=582 \text{ kN/m}^2$

En la verificación a cortante debe cumplir la desigualdad 2.62:

$$V_{cu} = 582 * 1.95 * 0.35 = 397.04 \text{ kN} \geq V_d = 132.5 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

### 3.5.5.1.3 Verificación a punzonamiento

$$d=0.35 \text{ m}$$

$$a=b=1.95 \text{ m}$$

$$a_o=0.35 \text{ m}$$

El área interna perímetro de punzonamiento con la fórmula 2.64 es:

$$A_i = 4 * \pi * 0.35^2 + 0.35 * (0.35 + 4 * 0.35) + 0.35 * (0.35 + 4 * 0.35) = 2.76 \text{ m}^2$$

El área externa perímetro de punzonamiento con la fórmula 2.65 es:

$$A_e = 1.95 * 1.95 - 2.76 = 1.04 \text{ m}^2$$

La presión máxima del terreno del terreno con la fórmula 2.61 es:

$$Q_3 = 1.6 * 185.03 = 296.05 \text{ kN/m}^2$$

La carga de punzonamiento con la fórmula 2.66 es:

$$F_{sd} = 296.05 * 1.04 = 308.63 \text{ kN}$$

El perímetro crítico de punzonamiento con la fórmula 2.67 es:

$$u_1 = 4 * \pi * 0.35 + 2 * (0.35 + 0.35) = 5.8 \text{ m}$$

En la verificación a punzonamiento debe cumplir la desigualdad 2.63:

$$\frac{308.63}{5.8 * 0.35} = 152.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 582 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (Cumple)}$$



### 3.5.5.1.4 Comprobación de los anclajes

$f_{yk}=500$  MPa

$h=0.4$  m

$m=15$

Diámetro 1.2 cm

Según la norma CBH-87, la longitud de anclaje en zapatas en la posición I con la fórmula 2.15 es:

$$l_{bl} = \frac{f_{yk}}{20} * \emptyset = 30 > m * \emptyset^2 = 21.6 > 15 \text{ cm}$$

Entonces se toma  $l_{bl}=30$  cm.

( $l_{b,neta}$ ) con la fórmula 2.68 es:

$$l_{b,neta} = (1 - 0.66 * \left(\frac{0.4}{a}\right)^2) * 0.3 = 0.29 \text{ m}$$

El espacio disponible para anclar con la fórmula 2.69 es:

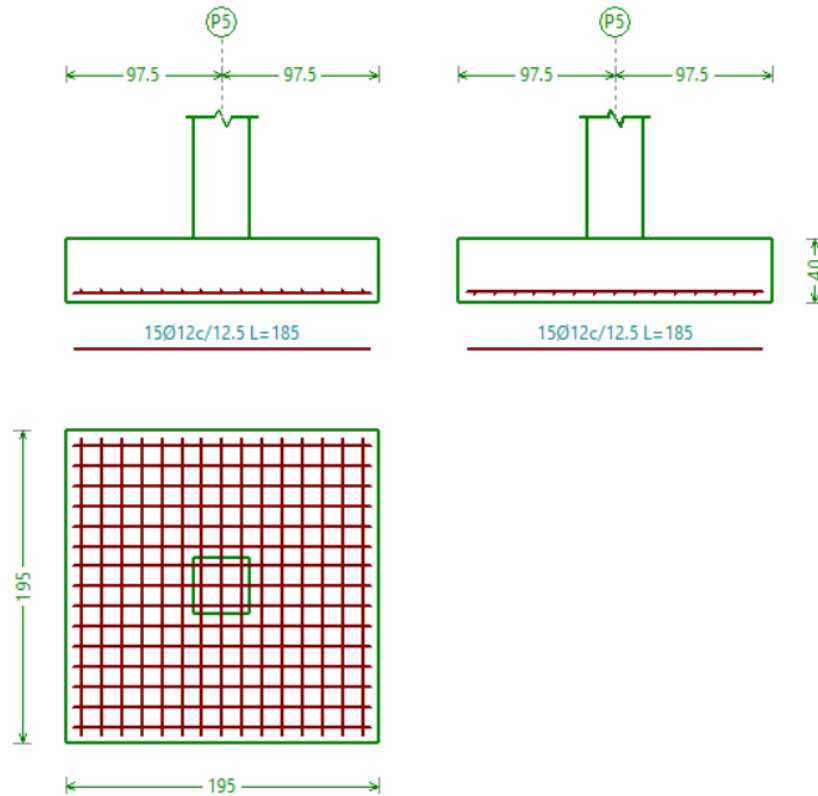
$$e = 0.8 - 0.81 * 0.4 - 0.05 = 0.43 \text{ m}$$

Se verifica la desigualdad 2.70:

Si se cumple la siguiente desigualdad se dispone anclaje recto, no necesita patilla.

$$l_{b,neta} = 0.29 \text{ m} < 0.43 \text{ m} \text{ (Cumple)}$$

Los resultados obtenidos manualmente son iguales al del paquete estructural. La disposición de armaduras en la zapata 5 analizada se muestra en la siguiente figura.



**Figura 3.33: Disposición de armadura en la zapata.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD.*

NOTA. Los resultados obtenidos por el paquete estructural y verificación de zapatas de hormigón armado están ubicados en el anexo A.3.4.

### 3.6 Desarrollo de la Estrategia para la ejecución del proyecto

#### 3.6.1 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas tienen una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. (Véase Anexo A.4. Especificaciones técnicas para la construcción).

#### 3.6.2 Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios se realiza, como se indicó en el marco teórico, usando como herramienta el programa PRESCOM. Las planillas de precios unitarios se encuentran detallado en el Anexo A.5. Presupuesto General y Precios Unitarios.

### 3.6.3 Cómputos Métricos

Para el presupuesto de obra se realiza los cómputos métricos de cada ítem, el cual esta detallado en el Anexo A.6. Cómputos métricos.

### 3.6.4 Presupuesto

Se obtiene en función a los cómputos métricos o volúmenes de obra y los precios unitarios correspondientes de cada ítem. La obra tiene un costo de Bs 3.713.094,97. (Ver anexo, A.5. Presupuesto General y Precios Unitarios). Los parámetros de cálculos tomados en cuenta para el análisis de precios unitarios para el presupuesto se mencionan en la siguiente tabla.

PARÁMETRO	%
CARGAS SOCIALES	62.2
HERRAMIENTAS	5
GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10
UTILIDAD	10
IMPUESTOS IVA	14.94
IMPUESTOS IT	3.09

**Tabla 3.9: Parámetros para el análisis de precios unitarios.**

*Fuente: Elaboración propia.*

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los cómputos métricos, precios unitarios de todos los ítems que forman parte del presupuesto general.

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial
1	Instalacion de faenas	glb	1.00	10,463.87	10,463.87
2	Replanteo y trazado	m <sup>2</sup>	843.90	5.09	4,295.45
3	Excavacion manual 0-1.80 m. Suelo semi duro	m <sup>3</sup>	201.28	117.21	23,592.03
4	Hormigon de limpieza 10 cm.	m <sup>3</sup>	11.18	1,179.65	13,188.49
5	Zapatas de Hormigon Armado	m <sup>3</sup>	38.42	3,733.09	143,425.32
6	Vigas centradoras de Hormigon Armado	m <sup>3</sup>	6.79	4,380.95	29,746.65
7	Columnas de Hormigon Armado	m <sup>3</sup>	25.37	6,149.44	156,011.29
8	Relleno y compactado c/saltarin	m <sup>3</sup>	156.07	81.14	12,663.52
9	Vigas planta baja de hormigon armado	m <sup>3</sup>	27.26	3,522.81	96,031.80
10	Vigas estructurales de Hormigon Armado	m <sup>3</sup>	52.44	5,143.18	269,708.36
11	Losa alivianada c/ vigueta pretensada c/plastof de 20cm	m <sup>2</sup>	395.40	459.89	181,840.51
12	Losa casetonada planta alta e=35 cm.	m <sup>2</sup>	164.23	946.39	155,425.63
13	Losa maciza de hormigón armado con impermeabilizante e=10 cm	m <sup>3</sup>	13.51	5,268.05	71,171.36
14	Losa casetonada terraza con impermeabilizante e=35 cm.	m <sup>2</sup>	181.33	990.56	179,618.24
15	Escaleras de Hormigon Armado	m <sup>3</sup>	8.54	5,073.10	43,324.27
16	Muro lad. 6 huecos e=18 cm.	m <sup>2</sup>	1,376.26	268.35	369,319.37
17	Dintel de ladrillo armado	m	111.75	103.08	11,519.19
18	Revoque Cielo raso con yeso	m <sup>2</sup>	1,220.06	161.57	197,125.09
19	Revoque interior de yeso s/muro de ladrillo	m <sup>2</sup>	2,065.62	136.64	282,246.32
20	Empedrado y contrapiso de cemento	m <sup>2</sup>	594.94	187.35	111,462.01
21	Mesones de h <sup>2</sup> aº c/revestimiento ceramico	m <sup>2</sup>	4.97	729.54	3,625.81
22	Escenario Hormigon Ciclopeo (50 % p.d.)	m <sup>3</sup>	11.97	1,576.18	18,866.87
23	Carpeta de nivelacion sobre losa 2 cm	m <sup>2</sup>	327.51	103.06	33,753.18
24	Piso de ceramica nacional esmaltada	m <sup>2</sup>	911.06	485.38	442,210.30
25	Zocalos de ceramica esmaltada 0.10m	m	939.00	56.88	53,410.32
26	Impermeabilizacion de terraza	m <sup>2</sup>	312.78	394.72	123,460.52
27	Baranda metalica fg 2" y 1/2"	m	41.85	445.00	18,623.25
28	Revoque exterior mort. cemento s/muro ladr. (1:5)	m <sup>2</sup>	1,109.07	156.34	173,392.00
29	Pintura latex interiores	m <sup>2</sup>	2,065.62	51.66	106,709.93
30	Pintura latex exteriores	m <sup>2</sup>	1,109.07	54.54	60,488.68
31	Piso exterior de cemento + empedrado (E15)	m <sup>2</sup>	369.70	186.21	68,841.84
32	Prov. e Inst. Puerta de Madera Cedro + quincalleria	m <sup>2</sup>	61.63	1,109.53	68,380.33
33	Puerta vidrio de seguridad de 10mm+quincalleria	m <sup>2</sup>	28.25	1,629.26	46,026.60
34	Ventanas de aluminio c/vidrio	m <sup>2</sup>	141.85	918.08	130,229.65
35	Impermeabilización en cubierta de losa	m <sup>2</sup>	23.52	76.45	1,798.10
36	Limpieza general	glb	1.00	1,098.82	1,098.82
<b>Total presupuesto:</b>					<b>3,713,094.97</b>

Son: Tres Millon(es) Setecientos Trece Mil Noventa y Cuatro con 97/100 Bolivianos

**Tabla 3.10: Cómputos métricos y presupuesto de obra.**

*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.6.5 Planeamiento y cronograma.

De acuerdo al plan de obra propuesto (número de cuadrillas), se tiene un plazo referencial de 293 días calendario para la construcción del proyecto.

Se detalla el cronograma de actividades en el Anexo A.7. Cronograma de actividades.

## **4. APOORTE ACADÉMICO (ALTERNATIVAS DE IMPERMEABILIZACIÓN DE CUBIERTAS PLANAS)**

### **4.1 Marco conceptual**

Como aporte académico se tiene “Alternativas de impermeabilización de cubiertas planas”.

Puesto que el proyecto solo contempla cubiertas de losa de hormigón y se sabe que el hormigón no es impermeable, es necesario realizar una impermeabilización para la protección de las cubiertas y evitar del paso el agua por los poros del hormigón.

### **4.2 Alcance del aporte**

Plantear alternativas de impermeabilización de cubiertas planas.

### **4.3 Marco teórico del aporte**

Antes de plantear alternativas de impermeabilización, es necesario conocer las fisuras que se pueden dar en las losas de cubierta plana. Se analiza en losas las posibles fisuras que se pueden producir.

#### **4.3.1 Fisuras**

Las fisuras se controlan por razones de durabilidad, funcionales o de aspecto, para esto la norma EHE-08 menciona que no se debe superar una anchura de fisura que se considera como la máxima admisible ( $W_{max}$ ). El cálculo de fisuras se realiza en estados límites de servicio (ELS).

#### **4.3.2 Estado límite de fisuración**

Las fisuras en hormigón armado se pueden producir por causas diversas, relacionadas bien con las acciones directas (cargas) o indirectas (asiento de apoyos, temperatura y la retracción de secado, que se producen en el hormigón endurecido), bien por otras razones que, más que con el proyecto, tienen que ver con la ejecución de la estructura o con una dosificación inadecuada. Estas fisuras son, las de afogado (provocadas en elementos superficiales recién hormigonados); las de asentamiento plástico (paralelas a las armaduras del paramento superior en losas); las relacionadas con movimientos del encofrado; o las que provienen de una fuerte retracción temprana provocada por una excesiva dosificación de cemento (muy usuales en losas de forjado en las que se exige una gran resistencia inicial y, por precaución, se dosifica el hormigón con una excesiva cantidad de cemento). Todas estas fisuras (que son

las más abundantes en estructuras de hormigón) suelen ser superficiales e incontrolables por medio de armadura, siendo frecuente su aparición en fases muy tempranas del proceso de endurecimiento del hormigón. En definitiva, estas fisuras están relacionadas con la fase plástica del hormigón y, por ello, tienen un tratamiento numérico inabordable, debiendo efectuarse el control de su anchura mediante normas de buena práctica constructiva y una dosificación correcta. Conviene añadir que las fisuras, incluso las perceptibles a simple vista, no perjudican por lo general a la durabilidad de las obras. Su aparición es a menudo inevitable y no suponen inconveniente para la normal utilización de las estructuras, siempre que se limite su anchura máxima a valores compatibles con los requisitos de funcionalidad, aspecto y estanquidad en su caso. La anchura de fisura debe controlarse por razones de posible corrosión, impermeabilidad, funcionalidad y estética.

#### **4.3.2.1 Comprobación del estado límite de fisuración**

Para controlar la anchura de fisura por tracción, hay que definir primero la anchura máxima admisible y garantizar luego que no se sobrepasará esta anchura máxima.

##### **4.3.2.1.1 Anchura máxima de fisuras**

Para las anchuras de fisura que se permiten, del orden de décimas de milímetro, la penetración de un agente agresivo está bastante controlada. Es por encima de medio milímetro cuando el peligro de corrosión aumenta de forma importante y proporcional a la anchura de la fisura. Sea como fuere, casi todas las normas siguen relacionando la anchura máxima permitida con el ambiente que rodea. La norma española EHE-08 presenta la siguiente tabla donde establece el ancho máximo de fisuras permitidas según la clase de exposición a la que está la estructura.

Clase de exposición, según artículo 8°	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
Ila, I Ib, H	0,3	0,2 <sup>(1)</sup>
IIIa, IIIb, IV, F, Qa <sup>(2)</sup>	0,2	Descompresión
IIIc, Qb <sup>(2)</sup> , Qc <sup>(2)</sup>	0,1	

**Tabla 4.1: Valores máximos de la anchura de fisura,  $W_{max}$ .**

*Fuente: Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.*

Las clases de exposición IIa, IIb,H se muestran en la siguiente tabla.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones.</li> <li>– Elementos de hormigón en masa.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.</li> </ul>
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (&gt; 65%) o a condensaciones.</li> <li>– Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Elementos enterrados o sumergidos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos estructurales en sótanos no ventilados.</li> <li>– Cimentaciones.</li> <li>– Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.</li> <li>– Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.</li> </ul>
		Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.</li> </ul>
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de <math>-5^{\circ}\text{C}</math>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Construcciones en zonas de alta montaña.</li> <li>– Estaciones invernales.</li> </ul>

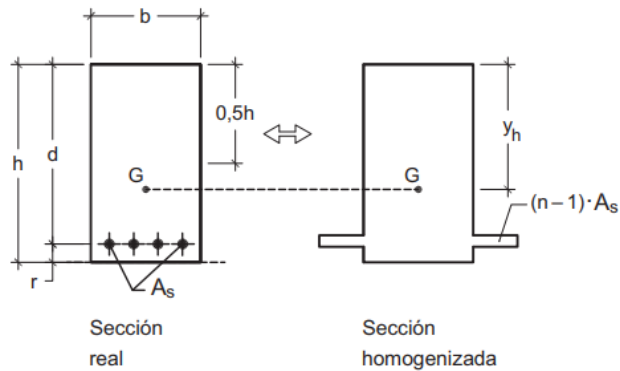
**Tabla 4.2: Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras.**

*Fuente: Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.*

El lugar del proyecto que está ubicado en Incahuasi, es una zona alta con humedad media y expuesto a heladas, tomando en cuenta la clase de exposición con la designación IIb y H, el ancho de fisura máxima según la norma EHE-08 es  **$W_{max}=0.3$  mm.**

#### 4.3.2.1.2 Cálculo de la anchura de fisura

Para el cálculo de fisuras en el hormigón armado primero se homogeneiza la sección como si se tratara de un solo material, el acero se transforma a hormigón como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 4.1: Sección homogeneizada.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

La sección homogeneizada se calcula convirtiendo el acero en hormigón mediante el coeficiente de equivalencia ( $n$ ). La sección homogeneizada se dibuja, en forma irreal pero esquemática, como muestra el croquis de la figura 4.1

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.1)$$

Donde:

$E_s$ = Módulo de elasticidad del acero es igual a 200000 MPa.

$E_c$ = Módulo de elasticidad del hormigón, se calcula con la siguiente fórmula.

$$E_c = 8500 * f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad (4.2)$$

Donde:

$f_{cm}$ =Resistencia característica media del hormigón en MPa.



La resistencia característica media del hormigón, cuando no se conozca por ensayos la resistencia media del hormigón, su valor a 28 días puede estimarse a partir de la resistencia característica a la misma edad mediante la siguiente fórmula.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (4.3)$$

Donde:

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

Según la figura 4.1, la distancia que tiene el centro de gravedad a una profundidad ( $y_h$ ) (medida desde la fibra superior) y su momento de fisuración ( $M_f$ ) es:

$$y_h = \frac{b * h * h * 0.5 + (n - 1) * A_s * d}{b * h + (n - 1) * A_s} \quad (4.4)$$

Donde:

$y_h$  = Profundidad del centro de gravedad de la sección homogenizada.

$b, h$ = Dimensiones de la sección

$A_s$ = Armadura de tracción de la sección.

El momento de inercia de la sección homogeneizada de acuerdo a la figura 4.1 es:

$$I_h = \frac{b * h^3}{12} + b * h * (y_h - 0.5 * h)^2 + (n - 1) * A_s * (d - y_h)^2 \quad (4.5)$$

El momento de fisuración de la sección es:

$$M_f = \frac{f_{ct, fl} * I_h}{h - y_h} \quad (4.6)$$

Donde:

$f_{ct, fl}$ = La relación entre la resistencia a flexo tracción ( $f_{ct, fl}$ ) y la resistencia a la tracción axial ( $f_{ct, m}$ ) en función del canto total se calcula con la siguiente fórmula:

$$f_{ct, fl} = \left(1.6 - \frac{h}{1000}\right) * f_{ct, m} \geq f_{ct, m} \quad (4.7)$$

Donde:

$h$  = Canto total de la sección en milímetros.

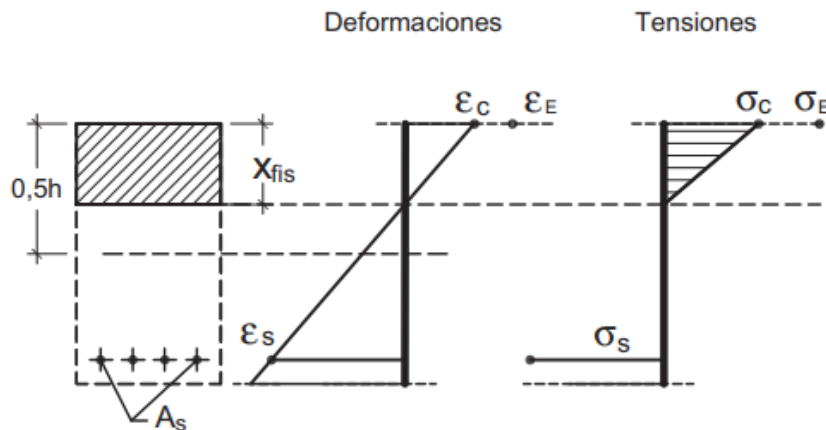
$f_{ct,m}$  = Resistencia media a tracción axial, está ligada a la resistencia característica del hormigón a compresión ( $f_{ck}$ ) mediante la siguiente expresión.

$$f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{\frac{1}{3}} \quad (4.8)$$

Donde:

$f_{ck}$  = Resistencia característica del hormigón a compresión en MPa.

Para la obtención de la inercia fisurada, el centro de gravedad de la sección se modifica. En efecto, al desaparecer la parte traccionada de la sección (la inferior en el caso de momentos positivos) su centro de gravedad sube repentinamente y, en consecuencia, su fibra neutra. La fibra neutra es la frontera entre la tracción y la compresión y, por tanto, no existirá hormigón resistente por debajo de la fibra neutra (ver figura 4.2).



**Figura 4.2: Deformaciones y tensiones en la sección fisurada.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

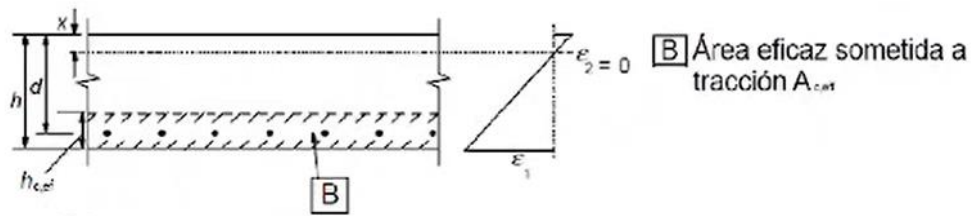
Es sencillo calcular la profundidad del hormigón comprimido aprovechando la propiedad de ser el centro de gravedad de la sección. Se calcula con la siguiente fórmula.

$$x_f = \frac{-n * A_s + \sqrt{(n * A_s)^2 + 2 * b * n * A_s * d}}{b} \quad (4.9)$$

Una vez conocida la profundidad de la fibra neutra, la inercia de la sección fisurada se obtiene mediante la siguiente expresión.

$$I_f = \frac{1}{3} * b * x_f^3 + n * A_s * (d - x_f)^2 \quad (4. 10)$$

El área de hormigón que envuelve a las armaduras de tracción, influye de forma efectiva en el ancho de fisuras. Puede considerarse como el área rectangular con una altura  $a$  no más la cuarta parte del canto de la losa como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 4.3: Área eficaz de hormigón que influye en el ancho de fisura.**

*Fuente: Pedro Jiménez Montoya Hormigón Armado.*

Calculadas todas las variables se procede al cálculo de separación media y la deformación media relativa acero-hormigón.

El coeficiente de paso del valor medio de la anchura de fisura al valor característico es igual a:

- $\beta=1.3$  Si la fisuración está producida por acciones indirectas únicamente.
- $\beta=1.7$  Para los demás casos.

La separación media entre fisuras en milímetros es:

$$S_m = 2 * C + 0.2 * S + 0.4 * K_1 * \frac{\phi}{\rho} \quad (4. 11)$$

Donde:

C= Recubrimiento de las armaduras de tracción.

S= Distancia entre barras longitudinales.

$K_1$ =Coeficiente de influencia del diagrama de tracción en la sección,  $K_1=0.125$  en flexión simple.

$\emptyset$ = Diámetro de la barra traccionada más gruesa.

$\rho=As/Ac$ ,eficaz, siendo  $As$  sección total de las barras situadas en Área eficaz mostrada en el figura 4.3.

El alargamiento medio relativo de las armaduras respecto del hormigón, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras es:

$$\varepsilon_{smr} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \left( 1 - K_2 * \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) > 0.4 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4. 12)$$

Donde:

$K_2$ = Coeficiente que depende del carácter de la carga, es igual a 0.5 para cargas de larga duración o de actuación repetida.

$E_s$ = Módulo de elasticidad del acero 200000 MPa.

$\sigma_s$ = Tensión de la armadura bajo la combinación de cargas a considerar en la hipótesis de sección fisurada. Se calcula con la siguiente fórmula.

$$\sigma_s = n * \frac{d - x_f}{I_f} * M_k \quad (4. 13)$$

Donde:

$M_k$ = Momento para el que se comprueba el estado límite de fisuración.

$\sigma_{sr}$ = Tensión de la armadura en el instante inmediatamente posterior a aquel en que se fisura el hormigón (calculada, por tanto, en la hipótesis de sección fisurada). Se calcula con la siguiente fórmula.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0.8 * d * A_s} \quad (4. 14)$$

Donde:

$M_f$ = Momento de fisuración de la sección homogeneizada

d= Canto útil de la sección

As= Área de acero a tracción.

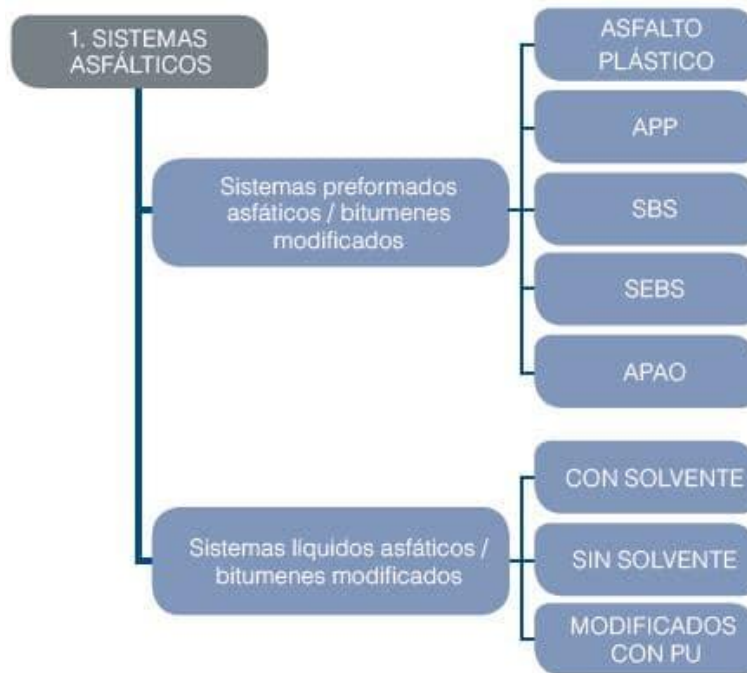
El ancho de fisura característica es:

$$Wk = \beta * Sm * \epsilon_{smr} \quad (4. 15)$$

Wk debe ser menor a Wmax. (ver apartado **4.3.2.1.1 Anchura máxima de fisuras**).

### 4.3.3 Principales sistemas de impermeabilización

#### 4.3.3.1 Sistemas asfálticos



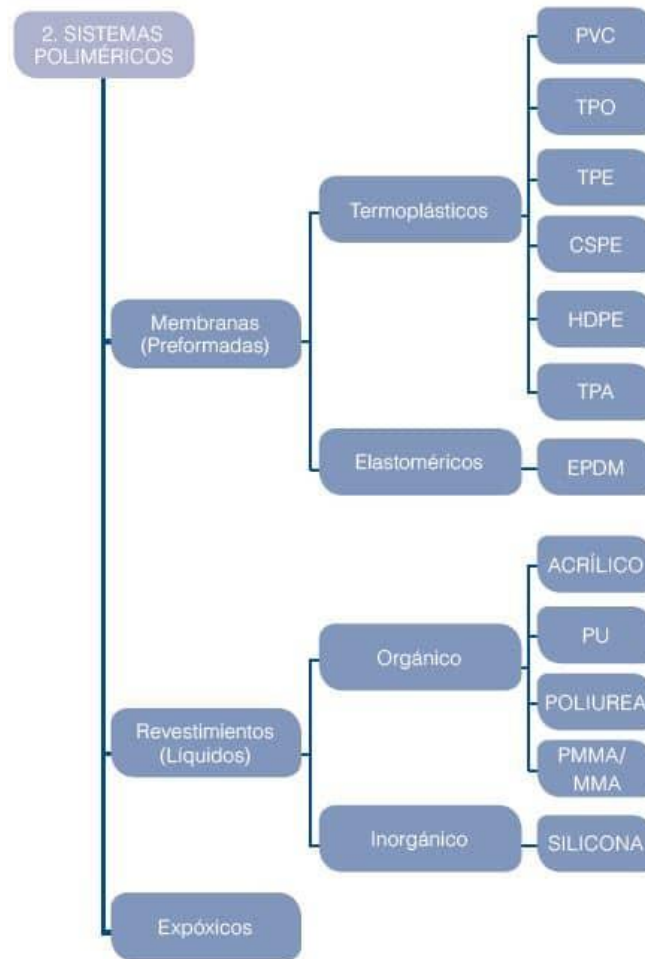
**Figura 4.4: Sistemas impermeabilizantes asfálticos.**

*Fuente: IMPERMUNGI, S.L.,2021.*

Pertencen a una amplia gama de productos de impermeabilizantes para el sector de la construcción y obras. Por ejemplo, las telas asfálticas, las reinas de la impermeabilización bituminosa.

La aplicación de los impermeabilizantes asfálticos, son técnicas sencillas, sin necesidad de medios sofisticados de la instalación y bajos costos, conforman hoy la mayor cuota de superficie instalada, frente a otras tecnologías.

#### 4.3.3.2 Sistemas poliméricos



**Figura 4.5: Sistemas impermeabilizantes poliméricos.**

*Fuente: Fuente: IMPERMUNGI, S.L.,2021.*

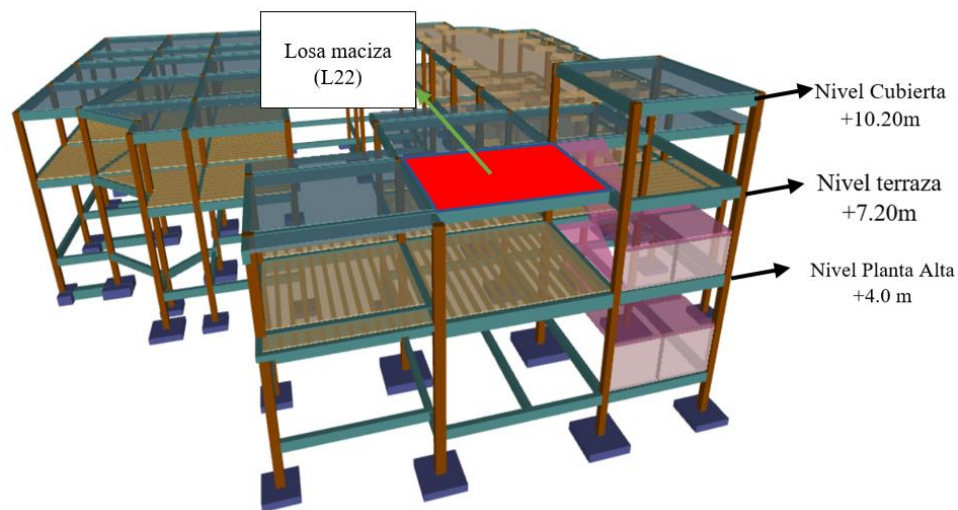
Los sistemas impermeabilizantes poliméricos son productos de origen natural, sintético, inorgánico u orgánico. Hoy forman parte importante de las soluciones de impermeabilización. Se dividen en tres grandes grupos (ver figura 4.5).

Existen soluciones preformadas (también conocidos como membranas) y revestimientos líquidos en forma de pintura (formando lo que se conoce como “membrana líquida”), además de los revestimientos epóxicos.

#### 4.4 Determinación del ancho de fisuras en losas

Usando las fórmulas expuestas en el apartado (4.3.2.1.2 Cálculo de la anchura de fisura), se calcula como sigue.

Se analiza para la losa maciza L22 ubicada en el nivel terraza +7.20 m, como se muestra en la siguiente figura sombreada con rojo.



**Figura 4.6: Vista 3D de la losa maciza nivel terraza.**

*Fuente: Adaptado del paquete estructural CYPECAD*

Datos de la losa L22

$M_k=5.3 \text{ kN.m/m}$

$h=10 \text{ cm}$

$b=100 \text{ cm}$

$r_m=2.4 \text{ cm}$

$d=7.6 \text{ cm}$

$c=2 \text{ cm}$

Disposición de armaduras  $\phi 8$  c/15 cm.

$f_{ck}=25$  MPa

La resistencia característica media del hormigón con la fórmula 4.3 es:

$$f_{cm} = 25 + 8 = 33 \text{ MPa}$$

El módulo de elasticidad del hormigón con la siguiente fórmula 4.2 es:

$$E_c = 8500 * 33^{\frac{1}{3}} = 27264 \text{ MPa}$$

El coeficiente de equivalencia (n) es:

$$n = \frac{200000}{27264} = 7.34$$

El número de barras por metro de ancho de losa es:

$$\#B = \frac{100}{15} = 6.7 \approx 7$$

El área de armadura de tracción de la sección es:

$$A_s = 7 * 0.503 = 3.52 \text{ cm}^2$$

La distancia que tiene el centro de gravedad a una profundidad (yh) (medida desde la fibra superior) y su momento de fisuración (Mf) es:

La profundidad del centro de gravedad de la sección homogenizada.

$$yh = \frac{100 * 10 * 10 * 0.5 + (7.34 - 1) * 3.52 * 7.6}{100 * 10 + (7.34 - 1) * 3.52} = 5.06 \text{ cm}$$

El momento de inercia de la sección homogeneizada con la fórmula 4.5 es:

$$I_h = \frac{100 * 10^3}{12} + 100 * 10 * (5.06 - 0.5 * 10)^2 + (7.34 - 1) * 3.52 * (7.6 - 5.06)^2$$

$$I_h = 8480.91 \text{ cm}^4$$

La resistencia media a tracción axial, está ligada a la resistencia característica del hormigón a compresión ( $f_{ck}$ ) mediante la fórmula 4.8 es:



$$f_{ct,m} = 0.3 * 25^{\frac{2}{3}} = 2.56 \text{ MPa}$$

La relación entre la resistencia a flexo tracción ( $f_{ct,fl}$ ) y la resistencia a la tracción axial ( $f_{ct,m}$ ) con la fórmula 4.7 es:

$$f_{ct,fl} = \left(1.6 - \frac{100}{1000}\right) * 2.56 = 3.84 \text{ MPa} \geq 2.56 \text{ MPa (Cumple)}$$

El momento de fisuración de la sección con la fórmula 4.6 es:

$$M_f = \frac{0.384 * 8480.91}{10 - 5.06} = 659.24 \text{ kN.cm}$$

La profundidad del hormigón comprimido con la fórmula 4.9 es:

$$x_f = \frac{-7.34 * 3.52 + \sqrt{(7.34 * 3.52)^2 + 2 * 100 * 7.34 * 3.52 * 7.6}}{100} = 1.74 \text{ cm}$$

La inercia de la sección fisurada con la fórmula 4.10 es:

$$I_f = \frac{1}{3} * 100 * 1.74^3 + 7.34 * 3.52 * (7.6 - 1.74)^2 = 1062.83 \text{ cm}^4$$

El área eficaz sometida a tracción según la figura 4.3 es:

$$A_{c,eficaz} = 100 * \frac{10}{4} = 250 \text{ cm}^2$$

Calculadas todas las variables se procede al cálculo de separación media y la deformación media relativa acero-hormigón.

El coeficiente de paso del valor medio de la anchura de fisura al valor característico es igual  $\beta=1.7$

$$\rho = \frac{3.52}{250} = 0.014$$

El coeficiente de influencia del diagrama de tracción en la sección,  $K_1=0.125$

Diámetro de la barra traccionada más gruesa es 8 mm.

Recubrimiento de las armaduras de tracción  $C=20$  mm

Distancia entre barras longitudinales.  $S=150$  mm

La separación media entre fisuras en milímetros con la fórmula 4.11 es:

$$S_m = 2 * 20 + 0.2 * 150 + 0.4 * 0.125 * \frac{8}{0.014} = 98.57 \text{ mm}$$

La tensión de la armadura bajo la combinación de cargas a considerar en la hipótesis de sección fisurada se calcula con la fórmula 4.13 es:

$$\sigma_s = 7.34 * \frac{7.6 - 1.74}{1062.83} * 5.3 * 100 = 21.45 \frac{kN}{cm^2} = 214.5 \text{ MPa}$$

La tensión de la armadura en el instante inmediatamente posterior a aquel en que se fisura el hormigón con la fórmula 4.14 es:

$$\sigma_{sr} = \frac{659.24}{0.8 * 7.6 * 3.52} = 30.79 \frac{kN}{cm^2} = 307.9 \text{ MPa}$$

El coeficiente que depende del carácter de la carga  $K_2=0.5$

El alargamiento medio relativo de las armaduras respecto del hormigón con la fórmula 4.12 es:

$$\varepsilon_{smr} = \frac{214.5}{200000} * \left( 1 - 0.5 * \left( \frac{307.9}{214.5} \right)^2 \right) = -0.000032 < 0.4 * \frac{168.5}{200000} = 0.000429$$

$$\varepsilon_{smr} = 0.000429$$

El ancho de fisura característica con la es fórmula 4.15 es:

$$W_k = 1.7 * 98.52 * 0.000429 = 0.072 \text{ mm}$$

Según la norma EHE-08

$$W_k = 0.072 \text{ mm} < W_{max} = 0.3 \text{ mm (Cumple)}$$

#### 4.5 Impermeabilización de cubiertas de losa plana

El ancho de fisura calculada es 0.072 mm, en menor a 0.3 mm que es el ancho máximo permitido por la norma EHE-08, entonces el ancho de fisura cumple con la norma.

Se propone una impermeabilización durante construcción de las losas de nivel terraza +7.20 m y nivel cubierta +10.2 m, usando aditivo impermeabilizante de hormigón armado, productos como SIKA CEM IMPERMEABLE o similares que están libre de cloruro y actúa como bloqueador de poros en el hormigón.

En el análisis de precios unitarios para losas del nivel terraza +7.20 m y nivel cubierta +10.2 m. se realizan tomando en cuenta el aditivo impermeabilizante de hormigón armado (ver anexo. A.5. Presupuesto General y Precios Unitarios).

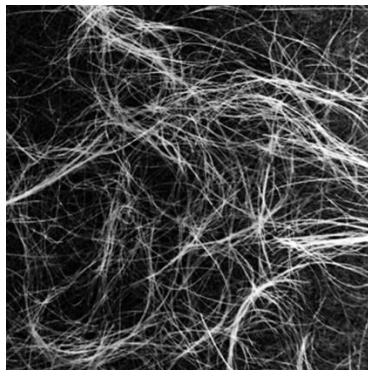
Además del uso de aditivo impermeabilizante en el hormigón armado, se propone las siguientes alternativas de impermeabilización de losas que se expone a continuación.

#### **4.5.1 Cubiertas de losa transitable o terrazas**

##### **4.5.1.2 Puesta en obra**

Para obtener una terraza completamente impermeable se tiene el siguiente sistema aplicado con diferentes materiales explicado paso a paso, además del uso de refuerzos superficiales.

- Realizar la carpeta de nivelación sobre losa usando mortero con aditivos impermeabilizantes como sika-1 o similares, además que se añade microfibras sintéticas para obtener una superficie resistente a la formación de fisuras. Las microfibras sintéticas pueden ser productos como sika fibermesh o similar que están disponibles comercialmente en nuestro medio.



*(Microfibras sintéticas)*



*(Mortero con impermeabilizante)*



*(Carpeta de nivelación con impermeabilizante y microfibras sintéticas.)*

- Después del endurecimiento de la carpeta de nivelación sobre losa se debe limpiar la superficie, no se debe tener polvos, grasas, etc.
- En la unión piso pared se usa sellador elástico para absorber los movimientos por temperatura que pueden existir por la diferencia de materiales entre piso pared. Productos disponibles para sellador elástico puede ser sika flex que tiene excelente resistencia al agua,



*(Sellador elástico para la unión piso pared)*

- Se precede a colocar la cerámica usando mortero impermeable de altas prestaciones. Productos disponibles se tienen de la línea weber Mortero cola multiusos.



- Después del secado del mortero cola se procede al rejuntado de las cerámicas con un mortero de rejuntado usando una llana de goma. El producto para rejuntado de altas prestaciones se tiene de la línea Weber Pastina de alta prestación impermeable.



- Finalmente se limpia los restos del mortero de rejuntado sobre la cerámica con esponja húmeda.



Con el procedimiento descrito se obtiene una superficie impermeable y resistente a la formación de fisuras.

#### **4.5.2 Cubiertas de losa transitables solo para mantenimiento.**

Los productos para impermeabilizar cubiertas de losa pueden ser pinturas asfálticas, membranas líquidas, etc.

##### **4.5.2.1 Membranas líquidas**

Ventajas de uso.

- Forma una membrana elástica e impermeable.
- Posee alta resistencia a la intemperie, envejecimiento y radiación UV.

- Fácil aplicación en frío con métodos tradicionales.
- Buena penetración en grietas y fisuras.
- Capaz de acompañar los movimientos de dilatación y contracción de la base sin agrietarse.

#### **4.5.2.1.1 Puesta en obra**

##### **a) Preparación del sustrato**

Se deben eliminar las partes sueltas o débiles del sustrato y los defectos de la superficie, como los orificios y los huecos, deben quedar completamente expuestos. La superficie debe tener la pendiente adecuada, mayor al 1%, sin resaltos o depresiones. Repare el sustrato, utilizando morteros de reparación apropiados.

Todo el polvo, material suelto, debe eliminarse por completo de toda la superficie antes de la aplicación del producto, preferiblemente con brocha y/o aspiradora. El sustrato debe estar limpio, seco y libre de toda contaminación, como suciedad, aceite, grasa, recubrimientos anteriores, etc. que eviten la adhesión adecuada.

##### **b) Aplicación**

La aplicación puede llevarse a cabo mediante rodillo, brocha o pistola (pulverización). Aplique una capa del producto diluido en un 25% de agua, asegurándose de que penetre bien en todas las grietas y fisuras. Una vez que la imprimación esté seca, agregue capas sucesivas hasta obtener el espesor de película deseado. Antes de aplicar una capa, la anterior tendrá que estar completamente seca. Dependiendo de los usos, y en caso de que su uso sea necesario, la Tela de Refuerzo se colocará en la primera capa aún fresca aplicada sin diluir, cubriéndola con una segunda capa sin diluir. Dejar secar completamente entre capas (Aprox. 1-2 hrs. a 25 °C y 65% H.R.).

##### **c) Equipos de limpieza**

Las herramientas y los instrumentos deben ser limpiados inmediatamente después de su empleo, puede limpiar con agua mientras el producto esté en estado fresco, antes que se produzca el endurecimiento. Una vez endurecido se deberá limpiar por medios mecánicos.

**d) Rendimiento**

Como acabado las membranas líquidas tienen un rendimiento aproximado de 0,3 L/m<sup>2</sup> aprox., por mano de aplicación.



*(Aplicación de la membrana líquida sobre cubiertas de losa)*

**4.6 Análisis de precios unitarios de las alternativas de impermeabilización**

De las alternativas de impermeabilización de cubiertas de losa transitable o terrazas y cubiertas de losa transitables solo para mantenimiento se muestra a continuación el análisis de precios unitarios para ejecutarlos. Estos precios unitarios son incluidos en el presupuesto de obra (ver anexo. A.5. Presupuesto General y Precios Unitarios).

### Análisis de Precios Unitarios

Item: Impermeabilización de terraza

Proyecto: Dirección Distrital Municipio de Incahuasi

Unidad : m<sup>2</sup>

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	Sika 1	l	0.3000	9.440	2.8320
2	-	Cemento	kg	10.9200	0.940	10.2648
3	-	Arena	m <sup>3</sup>	0.0350	145.000	5.0750
4	-	Microfibras sintéticas	kg	0.0020	100.000	0.2000
5	-	Sellador elastico piso pared	kg	0.0670	180.000	12.0600
6	-	Pastina cementicia impermeable	kg	0.2000	10.000	2.0000
7	-	Mortero impermeable pega ceramicos	kg	3.5000	1.600	5.6000
8	-	Ceramica esmaltada	m <sup>2</sup>	1.1000	60.900	66.9900
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>(A) =</b>	<b>105.0218</b>
	B	MANO DE OBRA				
1	-	Albañil	hr	3.0000	20.000	60.0000
2	-	Ayudante	hr	3.0000	16.000	48.0000
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>(B) =</b>	<b>108.0000</b>
	F	CARGAS SOCIALES		62.20% de	(E) =	67.1760
	O	IMPUESTOS IVA		14.94% de	(E+F) =	26.1713
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>(E+F+O) =</b>	<b>201.3473</b>
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	HERRAMIENTAS		5.00% de	(G) =	10.0674
>	<b>I</b>	<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>			<b>(C+H) =</b>	<b>10.0674</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>(D+G+I) =</b>	<b>316.4365</b>
	L	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS		10.00% de	(J) =	31.6437
	M	UTILIDAD		10.00% de	(J+L) =	34.8080
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>(J+L+M) =</b>	<b>382.8882</b>
	P	IMPUESTOS IT		3.09% de	(N) =	11.8312
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>394.7194</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>				<b>394.72</b>

Son: Trescientos Noventa y Cuatro con 72/100 Bolivianos

**Tabla 4.3: Precio unitario impermeabilización terraza.**

*Fuente: Elaboración propia.*



### Análisis de Precios Unitarios

Item: Impermeabilización en cubierta de losa

Proyecto: Dirección Distrital Municipio de Incahuasi

Unidad : m<sup>2</sup>

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	Membrana liquida	l	0.6000	31.670	19.0020
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>(A) =</b>	<b>19.0020</b>
	B	MANO DE OBRA				
1	-	Albañil	hr	0.6000	20.000	12.0000
2	-	Ayudante	hr	0.6000	16.000	9.6000
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>(B) =</b>	<b>21.6000</b>
	F	CARGAS SOCIALES		62.20% de	(E) =	13.4352
	O	IMPUESTOS IVA		14.94% de	(E+F) =	5.2343
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>(E+F+O) =</b>	<b>40.2695</b>
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	H	HERRAMIENTAS		5.00% de	(G) =	2.0135
>	<b>I</b>	<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>			<b>(C+H) =</b>	<b>2.0135</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>(D+G+I) =</b>	<b>61.2850</b>
	L	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS		10.00% de	(J) =	6.1285
	M	UTILIDAD		10.00% de	(J+L) =	6.7414
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>(J+L+M) =</b>	<b>74.1549</b>
	P	IMPUESTOS IT		3.09% de	(N) =	2.2914
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>76.4463</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>				<b>76.45</b>

Son: Setenta y Seis con 45/100 Bolivianos

**Tabla 4.4: Precio unitario impermeabilización en cubierta de losa.**

*Fuente: Elaboración propia.*

#### 4.7 Conclusiones del aporte académico.

- El ancho de fisura calculada es de 0.072 mm, es menor al ancho máximo que es 0.3 mm según la norma EHE-08, por lo tanto, se concluye que la fisura calculada no es exagerada, está en lo aceptable y cumple con la norma.
- Usar aditivo impermeabilizante de hormigón armado y las otras alternativas de impermeabilización genera varias capas impermeabilizantes; si falla una, trabaja la otra.

## CONCLUSIONES

- Como se indica en los objetivos planteados, se llegó a cumplir de manera satisfactoria el diseño estructural del Edificio de la Dirección Distrital de Educación del Municipio de Incahuasi cumpliendo con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, optimizando secciones de armado y verificando las cuantías mínimas.
- Para el diseño de la estructura de sustentación porticada se usa el paquete estructural CYPECAD. Se verifica la cuantía de los elementos más solicitados de forma manual, en el caso de las vigas se tiene una variación en la armadura de cálculo longitudinal necesaria de -1.41 %, el paquete estructural calcula un área menor de 9.95 cm<sup>2</sup> y en el cálculo manual se obtiene un área de 10.09 cm<sup>2</sup>; calculando en número de barras longitudinales en la viga se concluye que la disposición es igual al calculado por el paquete estructural.
- Se diseña la estructura contemplando la ampliación futura sobre el nivel +4, donde se considera, para el caso más desfavorable, disponiendo una cubierta de losa plana debido a que es más pesada que una cubierta metálica.
- Las fundaciones propuestas para la estructura son zapatas aisladas, zapata de esquina, zapatas de medianería y vigas centradoras, esta última se utiliza para contrarrestar los momentos negativos que se producen en las zapatas de medianería y de esquina. Con la viga centradora se evita tener zapatas de esquina y de medianería de grandes dimensiones o con refuerzo superior.
- El precio referencial para la construcción del proyecto sin contemplar la ampliación futura sobre el nivel +4, es de Bs. 3.713.094,97, el costo no contempla las instalaciones sanitarias, agua potable y electricidad en la estructura.

## RECOMENDACIONES

- Antes de realizar el modelado de la estructura en el paquete estructural CYPECAD, se debe realizar un análisis de cargas muertas como el peso de la tabiquería, sobre pisos y cargas vivas de acuerdo a la norma y tipo de uso de la estructura.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando para el diseño estructural es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender los datos que pide el programa.
- Una vez modelada la estructura y obtenido el listado de resultados, se recomienda analizar las secciones de los elementos estructurales y ver si se puede optimizar.
- Se recomienda, en lo posible, se uniformice las secciones de los elementos estructurales para que constructivamente sea fácil y rápido de construir.
- Al realizar el diseño de los elementos estructurales, se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, para evitar la posible corrosión de la armadura que pueda disminuir considerablemente la resistencia.

**ANEXOS**

- A.1. Levantamiento topográfico
- A.2. Estudio de suelos
- A.3. Memorias de cálculo y diseños
- A.4. Especificaciones técnicas para la construcción
- A.5. Presupuesto General y Precios Unitarios
- A.6. Cómputos métricos
- A.7. Cronograma de actividades
- A.8. Planos arquitectónicos
- A.9. Planos estructurales