

## **1.-ANTECEDENTES.-**

### **1.1. El problema.-**

El crecimiento poblacional en la Ciudad de Bermejo con el transcurso de los años originan que aumente el número de deportistas en eventos deportivos, al desarrollarse más la ciudad entre las gestiones 2013 y 2015, se realiza la construcción y entrega del nuevo multideportivo en el Barrio Azucarero<sup>1</sup>, zona que se encuentra alejada de algún lugar de hospedaje, ante esta situación la alcaldía se ve obligada a incluir el gasto de transporte y hospedaje en su presupuesto anual ya que los eventos deportivos se realizan en el multideportivo.

#### **1.1.1.- Planteamiento.-**

De seguir sin un lugar de acogimiento cercano para los deportistas que asistirán al complejo multideportivo puede llevarse a las siguientes situaciones:

- Los deportistas tendrían que hospedarse en otros lugares ocasionando que se tenga que pagar el transporte para llevarlos al lugar de competencia y traerlos al lugar donde estarían hospedados.
- Representaría un gasto extra el hospedar a los deportistas.
- El hecho de que los deportistas anden del lugar de acogimiento al complejo multideportivo repetidas veces afectaría el rendimiento de dichos deportistas.
- Al tener los gastos de transporte y hospedaje ocasionaría de manera indirecta el subdesarrollo en el lugar.

#### **1.1.2.- Formulación.-**

---

<sup>1</sup> Información provista por la Alcaldía Municipal de Bermejo.

¿Cómo reducir los costos de transporte y hospedaje considerando la zona donde se ubica el complejo? Ante la interrogante planteada se vio como solución la construcción de un Albergue Municipal.

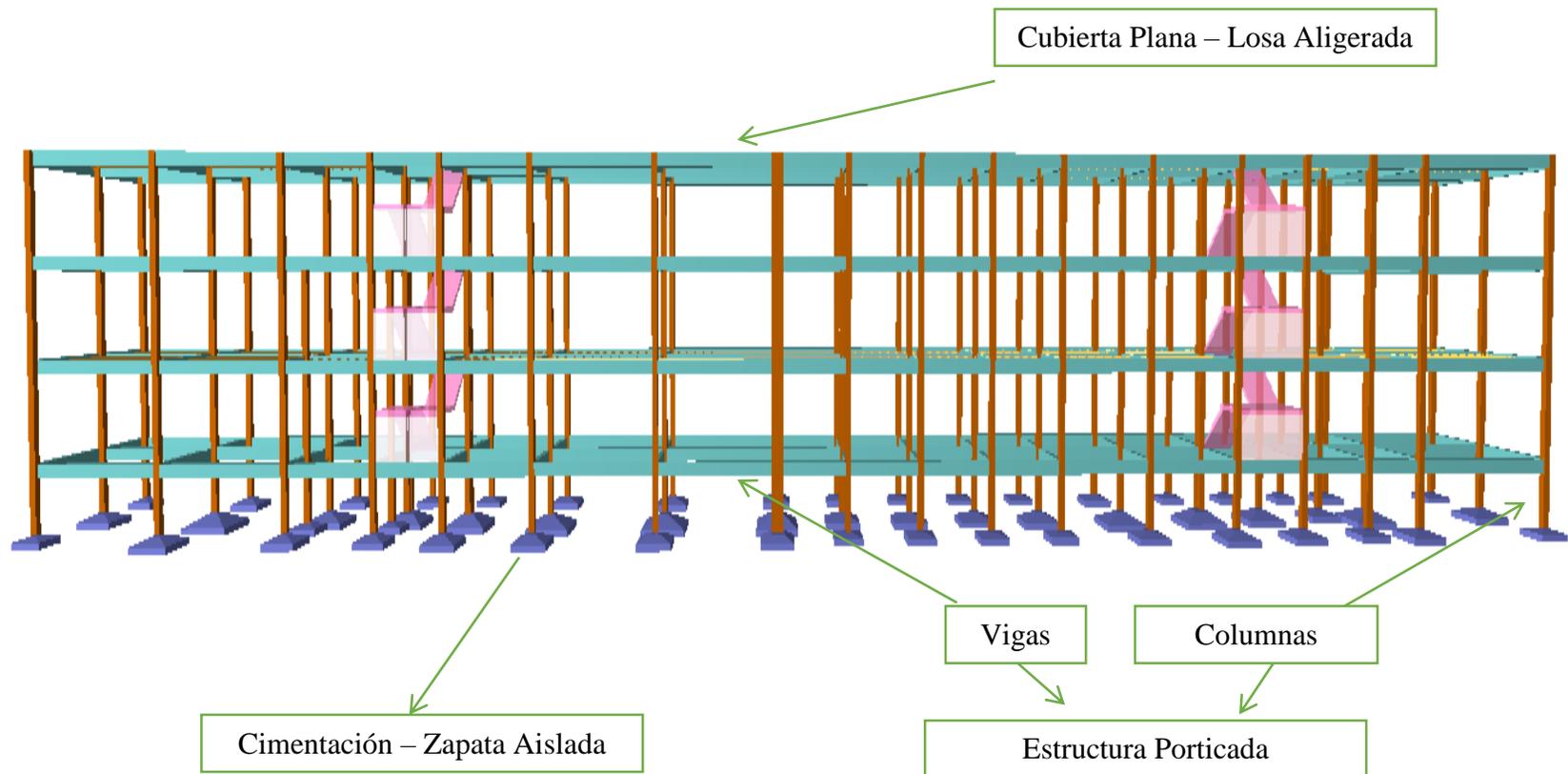
### 1.1.3.- Sistematización.-

De la alternativa de solución seleccionada se realizó un análisis previo de los elementos estructurales que se implementarán en el diseño estructural de la infraestructura, donde se contempló lo siguiente:

Losas.- Losa alivianada, cubierta plana (losa alivianada).

Estructura porticada.- Esta contempla vigas y columnas.

Cimientos.- Zapata (cimiento aislado bajo columna).



## **1.2. Objetivos.-**

### **1.2.1.- General:**

- Realizar el diseño estructural del “**Albergue Municipal**” en la ciudad de Bermejo, utilizando el programa CYPECAD 2015, basado en la norma vigente CBH-87, para satisfacer la necesidad de falta de hospedaje cercano al complejo multideportivo.

### **1.2.2.- Específicos:**

- Validar y analizar el estudio de suelos para seleccionar el tipo de fundación más adecuado, en función a la capacidad portante y las características geomorfológicas del lugar.
- Realizar el cálculo estructural de vigas, columnas, zapatas, losas, del albergue de acogimiento.
- Elaborar los planos estructurales del albergue.
- Elaborar los cómputos métricos y los precios unitarios de la estructura.
- Realizar el presupuesto aproximado de la construcción del albergue.
- Realizar las especificaciones técnicas.
- Elaborar el cronograma de la realización del albergue.
- Realizar el cálculo de la zapata de menor dimensión por el Método de Flexión y el Método de Rigidez (Biela - Tirante).
- Realizar la comparación técnica y económica de los cálculos por los métodos de Flexión y Rigidez, en suelos con resistencia portante de  $1,5\text{Kg/cm}^2$ .

## **1.3. Justificación.-**

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

### **1.3.1.- Teórica (Académica).-**

Es vital para la graduación del universitario, llegando a ser la justificación principal desde este punto de vista, ya que se obtendrá el aporte académico que dejara el estudiante a la universidad, dicho aporte servirá a futuras generaciones.

Se profundizara los conocimientos adquiridos en las asignaturas de topografía I-II, suelos I-II, Hormigón Armado I-II, planteando la solución al problema que presente el diseño estructural.

### **1.3.2.- Metodológica (Técnica).-**

Emplear el programa CYPECAD 2015 y verificar manualmente los elementos más solicitados de la estructura.

### **1.3.3.- Practica (Social-Institucional).-**

Los beneficios sociales que se obtendrán con la construcción de un albergue serán:

- Desarrollo económico para las zonas beneficiarias.
- Ahorro de altos gastos económicos de transporte para la alcaldía municipal.
- Aumento de la plusvalía de la zona con una obra estructural.
- Mejores condiciones en las que serán tratados los diferentes deportistas.

## **1.4. Alcance del proyecto.-**

### **1.4.1.- Resultados a Lograr.-**

Los productos a lograr son:

- El análisis del estudio topográfico proporcionado para definir el emplazamiento de la obra.
- La validación del estudio de suelos.
- El cálculo estructural.
- Los planos estructurales.
- El presupuesto para el proyecto en cuestión.
- Cronograma de actividades para la construcción del albergue
- Especificaciones técnicas.

Para el cálculo estructural se lo realizara con el paquete estructural CYPECAD 2015, y se realizara la verificación manual en los elementos más desfavorables.

#### 1.4.2.- Restricciones.-

En el presente proyecto se presentaran las siguientes restricciones:

No se diseñarán las instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable, ya que lo primordial es el diseño de estructural.

#### 1.4.3.- Aporte académico del estudiante

Como aporte académico se realizara, el cálculo de zapata cuadrada 120 cm por el método de flexión y el método de rigidez para realizar la comparación económica y técnica de estas en suelos con capacidad portante de 1,50 Kg/cm<sup>2</sup>.

#### 1.5. Localización.-

El área del proyecto se encuentra en el Departamento de Tarija, Segunda Sección de la provincia Arce, en el Municipio de Bermejo, sus Coordenadas 22°35'24" S; 64°14'55" O y una altura de 419 m.s.n.m..

La Ciudad de Bermejo limita al Norte con la serranía de San Telmo y Colonia Ismael Montes (San Telmo Rio Tarija), al Sur con el Rio Bermejo y la Republica de Argentina, al Oeste limita con la comunidad de San Telmo y al Este el Rio Grande de Tarija y la República Argentina<sup>2</sup>.

La ciudad beneficiaria directamente con el proyecto es Bermejo, cuya altura se detalla en el siguiente cuadro:

**Tabla 1.- Altura de la Comunidad Beneficiaria del Proyecto**

CIUDAD	ALTITUD	UNIDAD DE MEDIDA
Bermejo	419	m.s.n.m.

**Fuente:** [http://es.m.org/wiki/Bermejo\\_\(Tarija\)](http://es.m.org/wiki/Bermejo_(Tarija)).

<sup>22</sup> [http://es.m.org/wiki/Bermejo\\_\(Tarija\)](http://es.m.org/wiki/Bermejo_(Tarija))

El lote donde se emplazara la obra se encuentra sobre la Av. Víctor Paz y la calle Oruro cuyas colindancias son:

**Colindancias del Lugar de Emplazamiento:**

**Norte:** Con la cancha de futbol del complejo.

**Sur:** Av. Víctor Paz.

**Este:** Guardería Heidi.

**Oeste:** Coliseo del complejo.

**FIGURA 1.- Ubicación referencial del proyecto**



**FUENTE:** Imagen Satelital (Google earth)

**1.6. Información socioeconómica del área de emplazamiento del proyecto.-**

La población de la Ciudad de Bermejo de acuerdo al censo del Instituto Nacional de Estadísticas, es de 29.564 habitantes de los cuales 50.55 % son mujeres y 49.45 %.

El área donde se emplazara el albergue cuenta con los servicios básicos, por lo cual la empresa al momento de construir no tendría percances para realizar la ejecución del proyecto.

#### **1.6.1.- Servicios básicos existentes:**

➤ Agua potable y alcantarillado sanitario

La administración de los sistemas de agua potable y alcantarillado, están parcialmente a cargo de la empresa Municipal de agua potable y alcantarillado de Bermejo (EMAAB).

Respecto a la calidad y estado de la red de alcantarillado sanitario se encuentra en un estado regular debido a que el servicio tiene varios años de uso.

➤ Energía eléctrica

La dotación de energía eléctrica al lugar de emplazamiento así como la administración y control del suministro está a cargo de la empresa de servicios eléctricos de Tarija (SETAR).

➤ Educación

La ciudad de Bermejo cuenta con Varias Unidades Educativas, donde se imparte educación desde nivel inicial, primario y secundario.

➤ Salud

La ciudad cuenta con el Hospital Virgen de Chaguaya que es considerado un Hospital de 3er nivel, también se cuenta con postas barriales que disponen de la atención básica en caso de ser necesaria.

## 2.-MARCO TEÓRICO.-

### 2.1. Levantamiento topográfico.-

**Definición:** Se puede definir **levantamiento topográfico** cómo, hacer la topografía de un terreno, es decir, llevar a cabo la **descripción de un terreno** en concreto.

Mediante el levantamiento topográfico, se realiza un estudio de una superficie, incluyendo tanto las **características naturales** de esa superficie (accidentes geográficos, ríos, pendientes, etc.) Como las diferentes **construcciones** que haya hecho el ser humano (casas, carreteras, etc.).

Lo habitual es realizar un levantamiento topográfico para trazar mapas o **planos del terreno**<sup>3</sup>.

Según sea el terreno donde se realice el levantamiento topográfico se pueden distinguir:

- Levantamientos topográficos urbanos.
- Levantamientos topográficos catastrales.
- Levantamientos topográficos de construcción.
- Levantamientos topográficos hidrográficos.
- Levantamientos topográficos forestales<sup>4</sup>.

### Curvas de nivel

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

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de

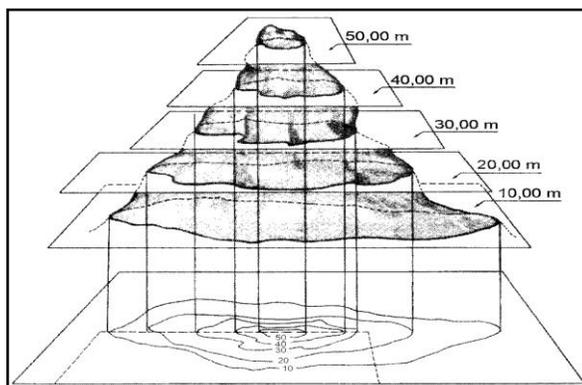
---

<sup>3</sup> <https://www.certicalia.com/blog/como-se-hace-un-levantamiento-topografico>

<sup>4</sup> <https://www.certicalia.com/levantamiento-topografico/que-es-el-levantamiento-topografico>

nivel, las cuales al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representaran el relieve del terreno<sup>5</sup>. El concepto de las curvas de nivel se ilustra en la **figura 3**.

**FIGURA 2.- Representación del concepto de curva de nivel**



**Fuente:** Página FAO

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

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

### **¿Para qué sirve un Estudio de Suelo?**

El Estudio de Suelo tiene una función muy práctica y te permitirá conocer:

- Las características físicas, químicas y mecánicas del suelo donde estás pensando construir tu casa.
- Su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad.
- Ubicación de cuerpos de agua (Napa Freáticas) si las hay.
- La profundidad a la que deberás de hacer las fundaciones (Nivel de fundación)

<sup>5</sup> [ftp://ftp.fao.org/Fi/CDrom/FAO\\_training/FAO\\_training/general/x6707s/x6707s07.htm](ftp://ftp.fao.org/Fi/CDrom/FAO_training/FAO_training/general/x6707s/x6707s07.htm)

## **Etapas del Estudio de Suelo**

Un Estudio de Suelo tiene 3 etapas claramente definidas:

- **Trabajo de Terreno.**
- **Trabajo de Laboratorio.**
- **Redacción del Informe Final.**

### **A. Trabajo de Terreno.**

En esta primera etapa es donde se inspecciona y toman las muestras de terreno, las que luego irán al laboratorio. Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. además de ser muy económico.

El mismo que nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades.

Los penetrómetros utilizados para el estudio del suelo de fundación se hincan o se hacen penetrar a presión en el suelo, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente utilizada in situ es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincada del vástago, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (75cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el vástago 1 pie (30cm.).

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

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

La tabla precisa estas relaciones:

**Tabla 2.- Relación de Resistencia para las Arcillas**

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple kg/cm <sup>2</sup>
2	Muy blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 – 0,50
3 - 8	Media	0,50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

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

**Tabla 3.- Relación de Resistencia para Las Arenas**

N	Compacidad de la Arena
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utilizan los ábacos de la **figura 4** y **figura 5** según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

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

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

A.- DIFERENTES TIPOS DE SUELO

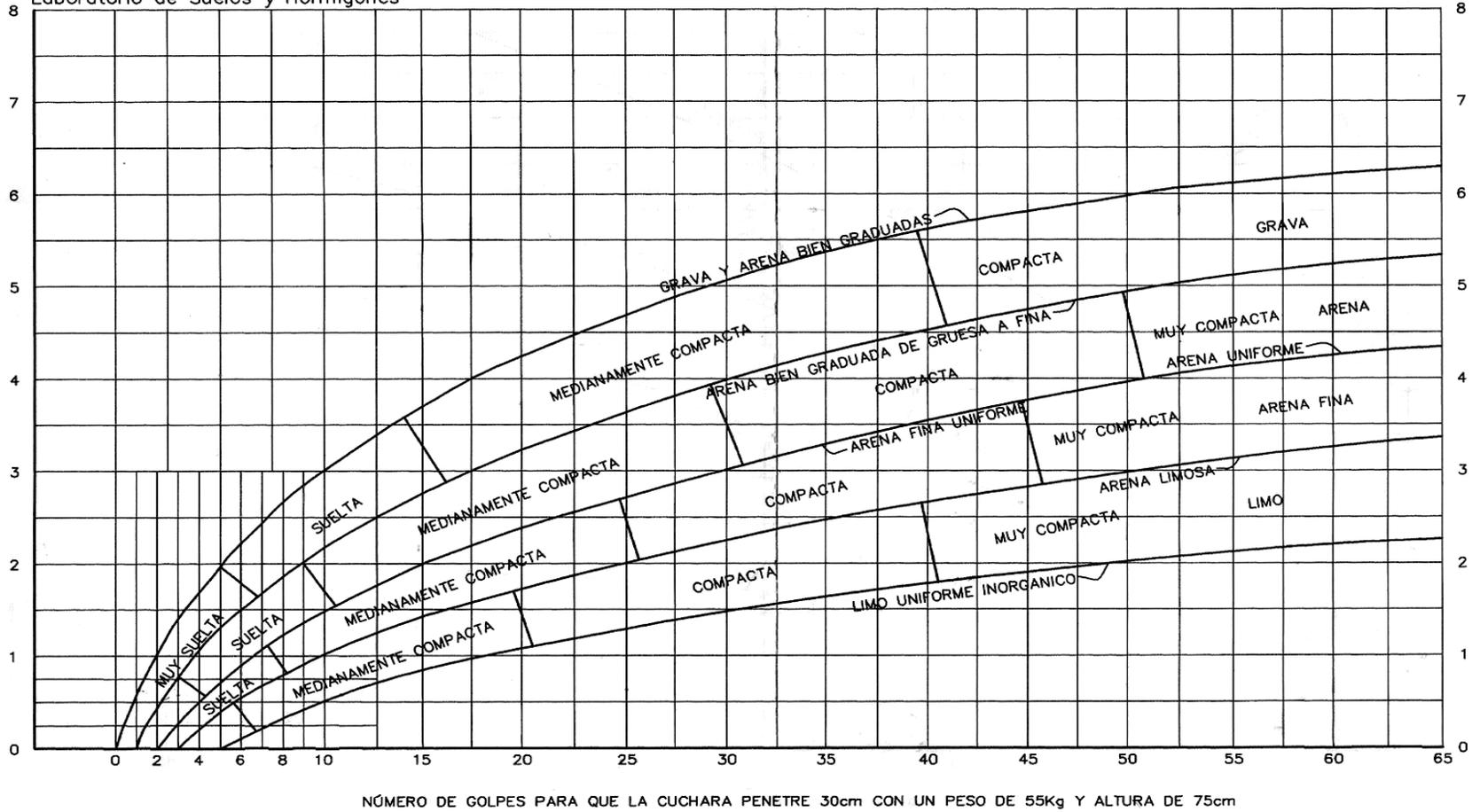


FIGURA 3.- Capacidad portante para diferentes tipos de suelos.

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

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

B.- ARCILLAS Y MEZCLAS DE SUELO

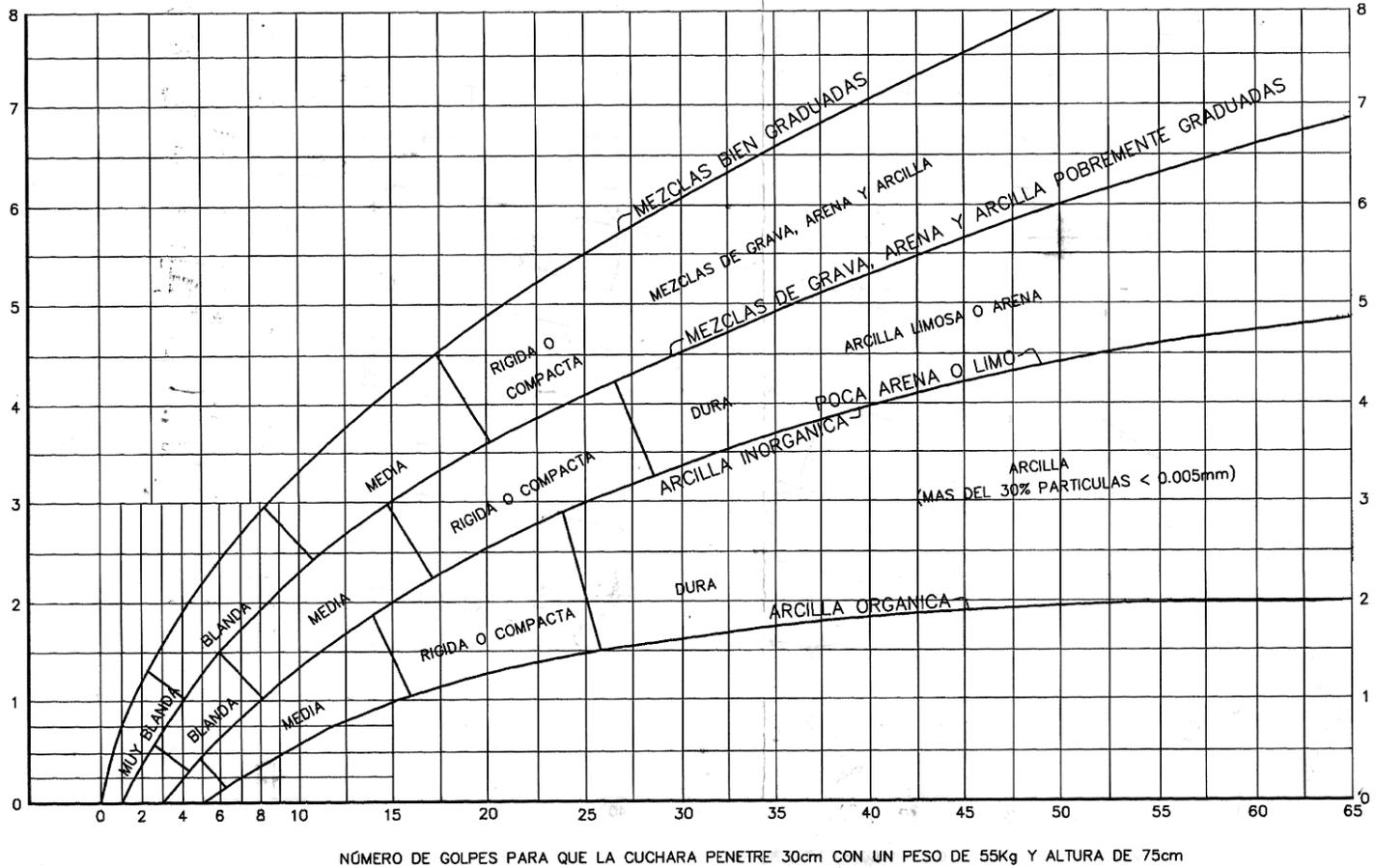


FIGURA 4.- Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos.

## B. Trabajo de Laboratorio.

Una vez hecho el trabajo en terreno, la muestra es llevada al laboratorio para realizar el ensayo correspondiente, algunos tipos de ensayos básicos son:

### B.1. Caracterización

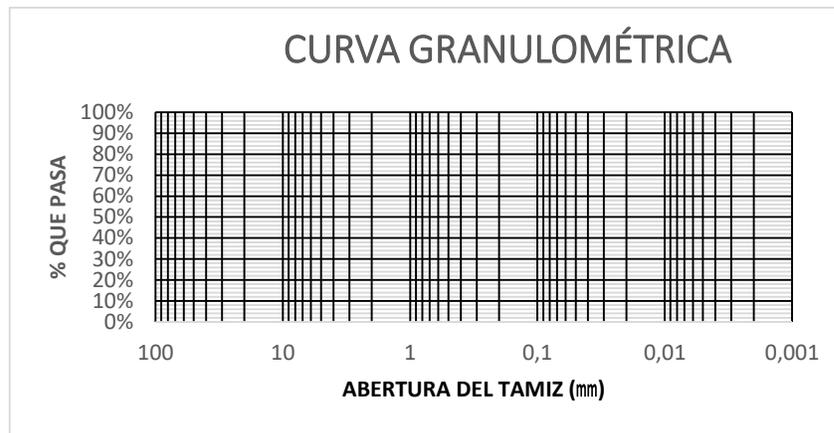
Este ensayo busca determinar la granulometría por tamizado, consiste en hacer pasar una muestra de suelo por tamices de diferente área de apertura véase **tabla 4**, para determinar la proporción es decir el porcentaje de distintos tamaños de árido de la muestra analizada.

**Tabla 4.- Serie de tamices A.S.T.M.**

Tamiz N°200	3"	2"	1½"	1"	¾"	½"	⅜"	N°4	N°10	N°40
φmm 0.075	75.00	50.00	37.50	25.00	19.00	12.50	9.50	4.75	2.00	0.475

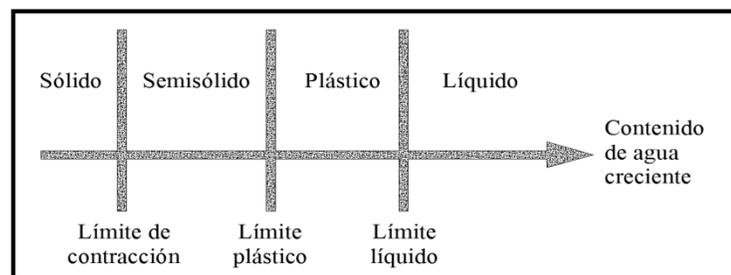
La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren al porcentaje, en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semi-logarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica).

**FIGURA 5.- Curva granulométrica**



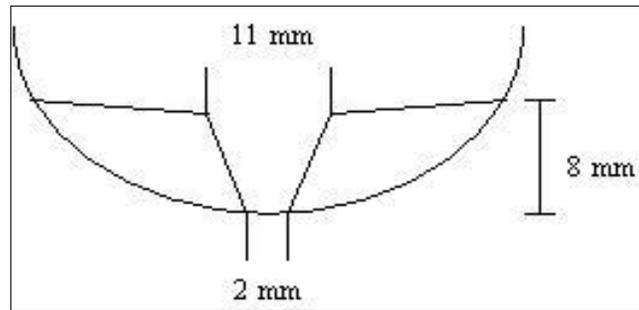
**Límites de Atterberg:** Se define límites de Atterberg o límites de consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: estado líquido, estado semilíquido, estado plástico, estado semisólido y estado sólido. Llamándose límites de plasticidad a las fronteras (límite líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico.

**FIGURA 6.- Límites de Atterberg**



**Límite Líquido (LL):** La frontera convencional entre los estados semilíquidos y plásticos fue llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg, consiste en colocar el suelo remoldeado en una capsula, formando en él una ranura, según se muestra en la **figura 8** y en hacer cerrar la ranura golpeando.

**FIGURA 7.- Ensayo de casa grande**



**Límite Plástico (LP):** La frontera convencional entre los estados plásticos y semisólidos fue llamada por Atterberg límite plástico y está definido también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg colocaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro.

**FIGURA 8.- Ensayo de límite plástico**



**Índice de plasticidad (IP):** A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad. Atterberg considera que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estado esta con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada índice plástico, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más

fácil determinación, por lo que sugirió su uso en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$IP = LL - LP$$

### **Sistema de clasificación AASTHO**

Esta clasificación fue creada por los organismos viales de Estados Unidos y como se mencionó anteriormente, fue uno de los que generalizaron su utilización a casi todo tipo de construcción civil.

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

En esta clasificación los suelos se dividen en siete grupos, de acuerdo a la composición granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo.

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

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Dónde:

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

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

c = Límite líquido - 40 % (Si LL>60, se anota 60, si es < 40, se anota 0)

d = Índice de plasticidad - 10% (Si IP>30, se anota 30, si es < 10, se anota

(0).

**Tabla 5.- Clasificación de suelos por el método A.A.S.H.T.O.**

CLASIFICACION GENERAL	Materiales Granulares (igual o menor del 35% pasa el tamiz N° 200)							Materiales Limo - Arcillosos (más del 35% que pasa el tamiz N° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
GRUPOS	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
SUB - GRUPOS	A-1-a	A-1-b	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-7-6				
% que pasa el Tamiz:											
N° 10	50 máx.										
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.								
N° 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del Material que pasa el tamiz N° 40											
Límite Líquido			NO PLÁSTICO	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 máx.
Índice de Plasticidad	6máx	6 máx.		10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Tipos de Material	fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de Fundación	Excelente a Bueno						Regular a Deficiente				
<p>NOTA: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su Límite Líquido 30, el de los A-7-6 mayor que su Límite Líquido (fig. 1) se halla indicada la relación entre lo LL e IP de los materiales finos. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 ó A-7-6 dependiendo del Límite Plástico (L.P.)  Si el LP <math>\geq</math> 30, la clasificación es A-7-6  Si el LP &lt; 30, la clasificación es A-7-5</p>											

### Sistema de clasificación unificado U.S.C.S

Este sistema fue creado para la clasificación de suelos en la Construcción de Aeropuertos, aunque en el mundo se utiliza en casi todas las obras civiles.

El método también considera dividir al suelo en dos partes, (grueso y fino), la división la realiza el Tamiz N° 200.

**Primer grupo:** se encuentran las gravas, arenas o suelos gravosos arenosos con poco o nada de material fino (limo y arcilla), son designados de la siguiente manera.

G = Grava o suelo gravoso.

S = Arena o suelo arenoso

W = Bien graduado

C = Arcilla inorgánica

P = Mal graduado

M = Limo inorgánico o arena fina.

**Segundo Grupo,** Se encuentran los suelos finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad, son designados de la siguiente manera.

M = Limo inorgánico o arena muy fina.

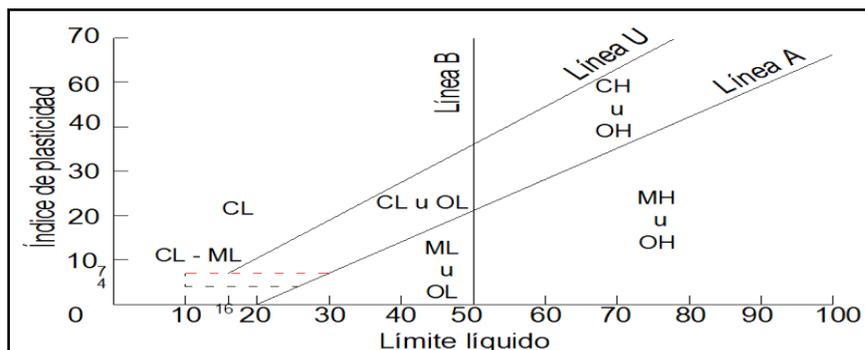
C = Arcilla

O = Limos, arcillas y mezclas con alto contenido de material orgánico.

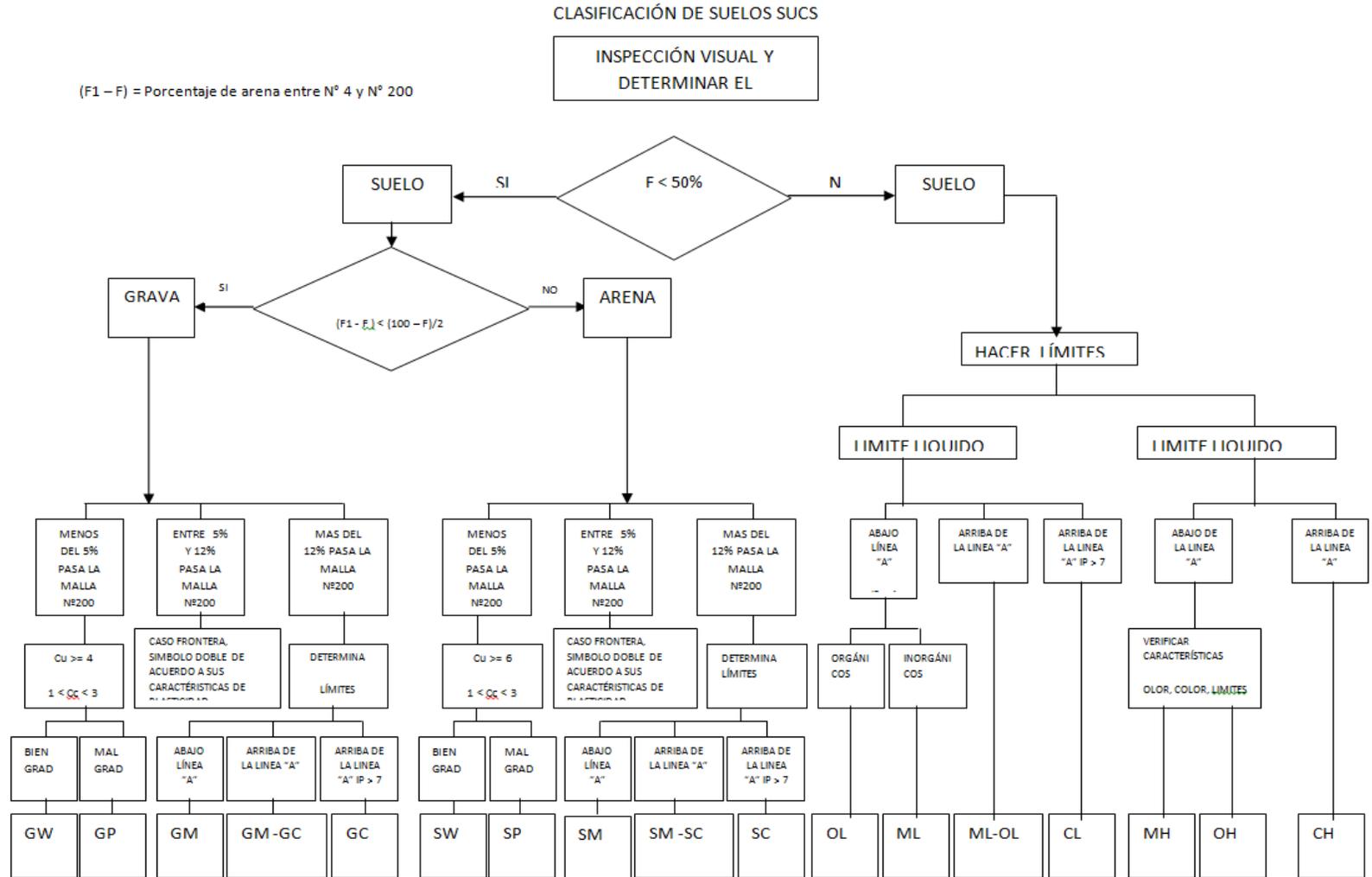
L = Baja a mediana compresibilidad. ( $LL < 50\%$ )

H = Alta compresibilidad. ( $LL > 50\%$ ).

**Tabla 6.- Carta de plasticidad**



**Tabla 7.- Clasificación de suelos por el método S.U.C.S.**



### **C. Redacción del Informe Final**

Finalmente se redacta el documento técnico final que, en este informe se encuentra toda la información recabada, los parámetros más importantes y un diagnóstico acerca del comportamiento del terreno<sup>6</sup>.

El estudio de suelos fue realizado y entregado por el Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo a través de la consultora EOLO S.R.L.

**2.2.1.- Validación:** El presente estudio que es entregado por la empresa será validado, mediante la comparación de los resultados mostrados al realizar los estudios en el campo y laboratorio, con lo que dice la teoría, para así verificar que dichos resultados cumplan con los parámetros de acuerdo al tipo de suelo que se tenga.

Los parámetros que se tomaran en cuenta para validar el estudio de suelo serán:

- El análisis granulométrico.
- Límites de Atterberg
- Contenido de humedad
- Capacidad portante del suelo

En función de esto se hará la constatación de los datos si estos son consistentes para ser usados en el cálculo.

### **2.3. Diseño arquitectónico.-**

Disciplina que tiene por objeto generar propuestas e ideas para la creación y realización de espacios físicos enmarcado dentro de la arquitectura. En esta escala del diseño intervienen factores como los geométricos espaciales; higiénico-constructivos y estéticos-formales<sup>7</sup>.

#### **Consideraciones para el diseño arquitectónico**

Las consideraciones que deben ser contempladas. La situación del terreno, las dimensiones, características topográficas, orientación cardinal, los servicios (energía

---

<sup>6</sup> <http://blog.about-haus.com/estudio-de-suelo/>

<sup>7</sup> [https://www.ecured.cu/Dise%C3%B1o\\_arquitect%C3%B3nico](https://www.ecured.cu/Dise%C3%B1o_arquitect%C3%B3nico)

eléctrica, agua, drenajes, la vista). Luego de solucionar los aspectos anteriores, se valoran las necesidades edificadas: superficie construida, altura de pisos o plantas, relaciones entre los espacios, los usos, etc. (esto es el programa arquitectónico). Otro elemento a tener en cuenta es el presupuesto disponible para la construcción, es determinante para el diseño arquitectónico<sup>8</sup>.

#### **2.4. Idealización de las estructuras.-**

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura es necesario idealizar la estructura de manera vinculada y con el sistema de cargas más desfavorable. Los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran a detalle, el análisis de una estructura será más complicado.

El proceso de vincular una estructura real con un sistema posible y con el análisis de carga correspondiente se llama **idealización estructural**.

La infraestructura consiste de todos los elementos necesarios para soportar la superestructura. Los componentes básicos son:

##### **2.4.1. Idealización de la Cubierta**

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

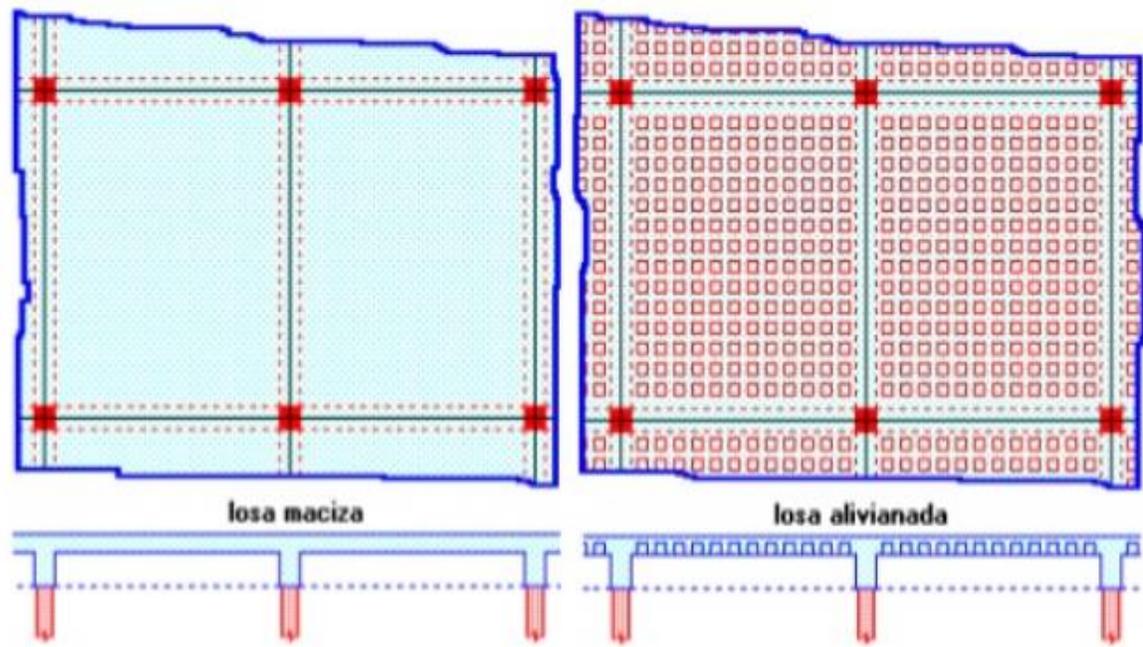
Si la geometría de la losa y el tipo de apoyo determinan que la magnitud de los esfuerzos en las dos direcciones ortogonales sea comparable, se denominan losas bidireccionales. Si los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal, se llaman losas unidireccionales.

---

<sup>8</sup> <https://arquigrafico.com/el-diseno-arquitectonico-definicion-y-etapas/>

Cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa se llama Losa Maciza, y cuando parte del volumen de la losa es ocupado por materiales más livianos o espacios vacíos se llama Losa Alivianada o Losa Aligerada.

**FIGURA 9.- Tipos de losas**



**Fuente:** Diseño de losas de Hormigón Armado de Luis Cuevas Pág. 4/68

Los aliviamientos se pueden conseguir mediante mampuestos aligerados de hormigón, cerámica aligerada, formaletas plásticas recuperables o formaletas de madera<sup>9</sup>.

#### 2.4.2. Idealización de la edificación

La idealización de la edificación está de acuerdo al criterio del ingeniero, en nuestro caso será una estructura porticada de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>. En cuanto a los pórticos de hormigón este es compuesto por dos elementos que son las vigas y las columnas, la viga es un elemento de concreto, que cumple una función de enlazar un amarre longitudinal recta a las columnas, se dice que las vigas reciben cargas de las losas aligeradas y transmiten cargas hacia las columnas, las variadas conexiones entre vigas y columnas constituyen

<sup>9</sup> [https://es.slideshare.net/Luis\\_Cuevas/diseo-de-losas-de-hormigon-armado](https://es.slideshare.net/Luis_Cuevas/diseo-de-losas-de-hormigon-armado)

la estructura del edificio, las columnas son elementos que reciben las cargas de las vigas y las transporta a las zapatas, para un mejor soporte en la base de la columna, trabajara en conjunto con la zapata, proyectando mayor seguridad en su extremo inferior, y en conjunto con las vigas permitirán que haya una menor deformación, se tomara como referencia para el diseño de los pórticos la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87.

La estructura porticada del presente proyecto estará sometida a cargas gravitacionales, de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

### **2.4.3. Fundaciones**

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

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporte una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura. Por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente, se hará referencia para el diseño en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87.

- Losa alivianada con viguetas pretensadas.
- Estructura de sustentación de la edificación porticada con elementos estructurales (vigas, columnas) de H°A.
- Cimentación de H°A° zapata aislada bajo columna.

### **FIGURA 10.- Planteo estructural de la estructura porticada**



**Fuente:** Elaboración propia

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de longitud para luego evaluar las sollicitaciones de la estructura como una viga biapoyada, para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

#### **2.4.4.- Modelos estructurales**

Para la realización del análisis, se idealizaron tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo físico adecuado. El modelo elegido deberá ser capaz siempre de reproducir el comportamiento estructural dominante.

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

Se consideran elementos unidimensionales los pilares, vigas y arcos, siempre que su longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

#### **2.4.5.- Principios básicos**

Las condiciones que en principio debe satisfacer todo análisis estructural son, las de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones teniendo en cuenta el comportamiento tensión-deformación de los materiales.

Generalmente, las condiciones de compatibilidad o las relaciones tensión-deformación de los materiales resultan difíciles de satisfacer estrictamente, por lo que pueden adoptarse soluciones en que estas condiciones se cumplan parcialmente, siempre que sean apropiadas.

##### **2.4.5.1 Adherencia entre el hormigón y el acero**

Se define como “adherencia” a la resistencia al desplazamiento entre concreto y acero de refuerzo, este desplazamiento es originado principalmente por cargas vivas o muertas, sismos, entre otras, el trabajo del conjunto del hormigón y el acero gracias a la adherencia entre estos dos materiales es la principal causa del comportamiento estático del conjunto del hormigón y las barras de acero que componen la sección de la pieza.

Gracias a la adherencia, el acero de refuerzo puede soportar los esfuerzos de tracción, impidiendo que el acero se deslice en toda su longitud al encontrar resistencia. Por otro lado, la adherencia evita la rotura brusca del concreto, producto que por su naturaleza presenta poca resistencia a la tracción.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: asegurar el anclaje de las barras y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de la tensión longitudinal.

El mecanismo de adherencia puede asignarse a tres causas: adhesión, rozamiento y acunamiento.

##### **2.4.5.2 Anclaje de las armaduras**

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

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

La longitud de anclaje de una armadura está en función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto al hormigonado, del esfuerzo con la armadura y de la forma del dispositivo del anclaje; por ello su cálculo es complicado y aun cuando el fallo de anclaje es un estado límite que debería dar origen en rigor, al cálculo semiprobabilístico correspondiente en la práctica se sustituye por el empleo de longitudes mediante fórmulas sencillas, que quedan de lado de la seguridad.

Los factores que tienen influencia en el largo de anclaje y que fueron detectados en los diferentes ensayos en laboratorio se definen como:

- El anclaje depende de la textura externa de la armadura (cuanto más lisa sea la barra mayor era la longitud de anclaje).
- De la calidad del hormigón (el anclaje será menor cuanto más resistente sea el hormigón).
- De la posición de la armadura en relación a la sección transversal de la pieza.

Es aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a fuertes tracciones. Esto conduce, en vigas a llevar la armaduras de momento negativo sobre los apoyos intermedios, hasta una distancia de estos del orden del quinto de la luz; y en apoyos extremos, a bajar la armadura dobladas a 90, por la cara más alejada del soporte o muro.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza con respecto al hormigonado, se distinguen la posición I y II:

**a).- Posición I:** De adherencia buena, para la armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90°, o que, en el caso de formar un ángulo inferior a 45°, 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.

**b).- 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 la posición I.

Debe disponerse armadura transversal:

- En el caso de anclajes de las barras de tracción cuando no existe una compresión transversal adecuada, por ejemplo, la originada por una reacción de apoyo.
- Siempre que se trate de anclajes de barras en compresión<sup>10</sup>.

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bm}}$$

Dónde:

$l_b$  = Largo de anclaje para una barra rectilínea.

$f_{yd}$  = Tensión de cálculo de la armadura.

$\phi$  = Diámetro de la armadura con la cual se está trabajando.

$\tau_{bm}$  = Tensión de adherencia ultima del hormigón.

### 2.4.5.3 Empalme de las armaduras

Los empalmes de las barras pueden efectuarse mediante alguna de las disposiciones siguientes: por solapo, por soldadura, o por manguito u otros dispositivos.

Siempre que sea posible, deben evitarse los empalmes de las armaduras que trabajen a su máxima carga. También conviene alejar entre si lo empalmes de las distintas barras de una misma armadura, de modo que sus centros queden separados, en la dirección de las barras.

---

<sup>10</sup>Norma Boliviana Hormigón Armado CBH-87 cap. 12.1.1. Pág. 218-219

**Empalme por traslape o solape:** Se efectúa adosando los extremos de las dos barras que se empalman en la posición que mejor permita el hormigonado, dejando una separación entre ellas de  $4\phi$  como máximo.

Cuando se empalman por solapo barras lisas que trabajen a tracción se terminaran en gancho normal; en el caso de las barras corrugadas no se dispondrán ni ganchos patillas.

El tamaño de empalme es igual al largo del anclaje corregido por un coeficiente  $\psi$ .

Que lleva en cuenta la cantidad de las barras traccionadas empalmadas en la misma región.

a).- Empalmes sin ganchos  $l_v = \psi * l_b$

b).- Empalmes con gancho

$nb < 1,5$  Para barras lisas

$$l_v = \psi * l_b - 15 * \phi \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 10\phi \\ 0,5 * l_b \end{array} \right.$$

$nb \geq 1,5$  para barra corrugadas

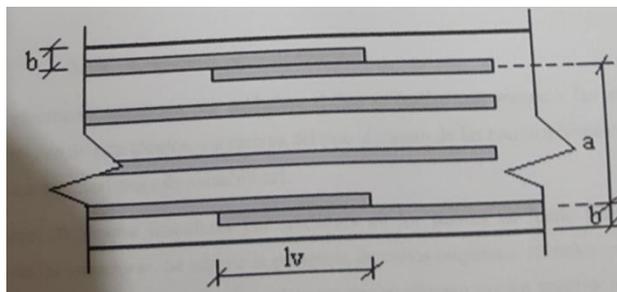
$$l_v = \psi * l_b - 10 * \phi \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 10\phi \\ 0,5 * l_b \end{array} \right.$$

$nb \geq 1,5$  para barra corrugadas

El coeficiente  $\psi$  depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de las barras empalmadas en la misma sección.
- De la distancia (a) entre los ejes del empalme en la misma sección.
- De la distancia (b) entre la barra empalmada del extremo y la fase externa de la pieza.

**FIGURA 11.- Empalme por traslape o solape**



**Tabla 8.- Porcentaje máximo de barras empalmadas con relación a la sección total del acero**

DISTANCIA (a) Entre ejes de empalme	DISTANCIA (b) Entre la barra externa de empalme y la fase externa de la pieza	COEFICIENTE				
		Porcentaje máximo de barras empalmadas $\psi$				
		20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10\phi$	$b \leq 5\phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$a > 10\phi$	$b > 5\phi$	1	1,1	1,2	1,3	1,4

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado Pág. 221

Este es el porcentaje máximo permitido para el empalme de las barras traccionadas en una misma sección. En el caso de que las barras estén comprimidas se considera como una sección de buena adherencia y el coeficiente  $\psi$  es igual a 1, por lo tanto el coeficiente no mayorará el largo del anclaje en zona comprimida:

$$l_v = l_b$$

#### 2.4.5.4 Factores de resistencia

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor  $\phi$ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que la unidad.

**Tabla 9.- Factores de reducción de resistencia**

<b>Factor de Reducción <math>\phi</math></b>	<b>SITUACIÓN</b>
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tomillo en juntas tipo fricción.
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal ala área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tomillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

**FUENTE:** LRFD-93

#### **2.4.5.5 Estados límites últimos**

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

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

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superiores al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia el proceso de cálculo del código Boliviano del Hormigón consiste en:

1° Obtención del efecto  $S_d$ , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2° Obtención de la respuesta  $R_d$ , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

3° El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

$S_d$ = Valor de cálculo de la sollicitación actuante

$R_d$ = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura

### 2.4.5.6 Coeficientes de minoración de materiales

Estos coeficientes son los que resguardaran y darán seguridad a la obra.

**Tabla 10.- Coeficientes de Minoración de la resistencia delos materiales**

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
ACERO	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado Pág. 59

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

Coefficientes de minoración del acero..... $\gamma_s = 1.15$

Coefficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1.50$

Coefficiente de ponderación de las acciones de efecto desfavorable..... $\gamma_{ig} = 1.60$

### 2.4.5.7 Coeficientes de ponderación de las acciones

**Tabla 11.- Coeficientes de ponderación de las acciones**

Coefficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_l = 1.6$	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

**Fuente:** Norma boliviana del hormigón armado Pág. 59

El valor final de  $\gamma_1$ , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.

Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Se podrá reducir el valor final de  $\gamma_1$  en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.

#### 2.4.5.8 Hipótesis de carga

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

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma:

Para cada estado límite de que se trate, se consideraran las hipótesis de carga que a continuación se indican, y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizara en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

**Hipótesis I:**  $y_{ig} * G + y_{ig} * Q$

**Hipótesis II:**  $0.9 (y_{ig} * G + y_{ig} * Q) + 0.9 * y_{ig} * W$

**Hipótesis III:**  $0.8 (y_{ig} * G + y_{ig} * Q_{ea}) + F_{ea} + W_{ea}$

En estas expresiones:

$G$ = 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.

$Q_{ea}$ = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

$W$ = Valor característico de la carga de viento.

$W_{ea}$ = Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomara:  $W_{ea}=0$

En situación topográfica muy expuesta al viento, se adoptara:  $W_{ea}=0.25W$

$F_{ea}$ = Valor característico de la acción sísmica.

Cuando existan diversas acciones  $Q$  de diversos orígenes y de actuación conjunta compatible siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores, el valor característico de  $Q$  para la carga variable cuyo efecto sea predominante, y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña, y 0,8 del característico para las restantes.

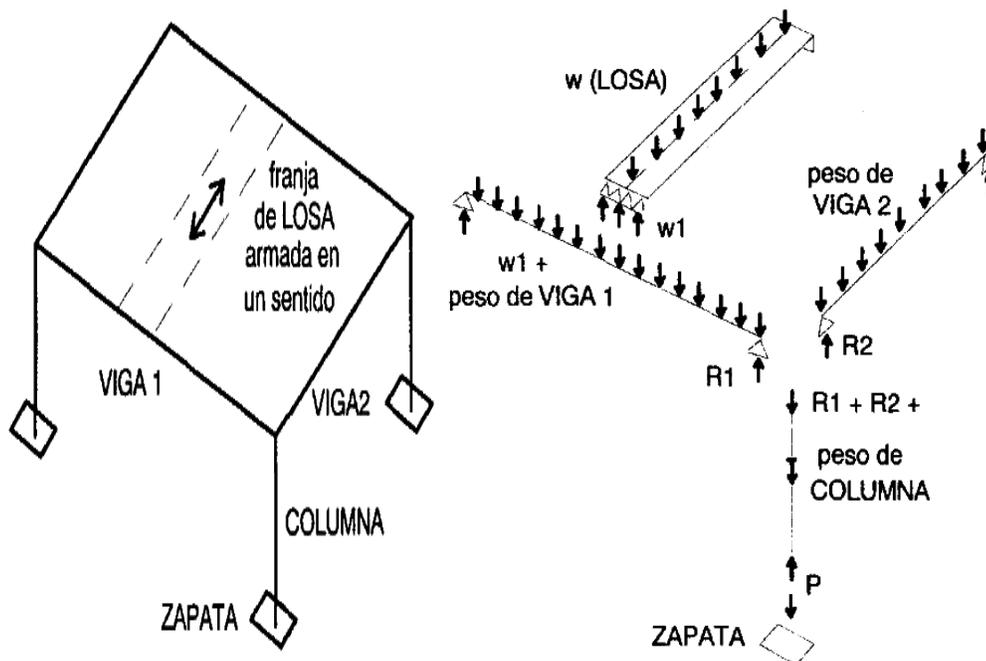
Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando, de acuerdo por el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación, podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación ( $\gamma_{ig}=1.60$ ) para los estados límites últimos recomendándose no bajar de  $\gamma_1= 1.25$ .

**Metrado de cargas sobre la estructura:** El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio.

Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro; por ejemplo (ver figura 2.10), las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que la soportan, luego, estas vigas al estar apoyadas sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

**FIGURA 12.- Transmisión de las Cargas Verticales**



#### 2.4.5.9 Cargas para el cálculo de edificios

**Cargas permanentes:** Son todas las cargas constituidas por el peso propio de la estructura, el peso de todos los elementos contractivos fijos en instalaciones permanentes.

La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

Para los casos más frecuentes de fábricas y macizos pueden utilizarse los pesos por unidad de volumen consignados en la siguiente tabla:

**Tabla 12.- Peso de fábricas y macizos**

<b>ELEMENTO</b>	<b>PESO (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
<b>a).- Sillería</b>	
De basalto	3.00
De granito	2.80
De caliza compacta o mármol	2.80
De arenisca	2.60
De arenisca porosa o caliza porosa	2.40
<b>b).- Mampostería con mortero</b>	
De arenisca	2.40
De basalto	2.70
De caliza compuesta	2.60
De granito	2.60
<b>c).- Fabrica de ladrillo</b>	
Cerámico macizo	1.80
Cerámico perforado	1.50
Cerámico hueco	1.20
Silicocalcareo macizo	2.00
<b>d).- Fabrica de bloques</b>	
Bloque hueco de mortero (pesado)	1.60
Bloque hueco de mortero (ligero)	1.30
Bloque hueso de yeso	1.00
<b>e).- Hormigones</b>	
De grava, armado	2.40
De grava, en masa	2.20
De cascote de ladrillo	1.90
De escoria	1.60

<b>f).- Revestimiento</b>	
Argamasa, cemento, cal y arena	1.90
Argamasa, cemento y arena	2.10
Argamasa de yeso	1.20

**Fuente:** Hormigón armado de Montoya Mesenguer-Morán, Pág., 679

### **Cargas accidentales.**

Son todas las cargas que puedan actuar sobre la estructura en función de su uso (personas, muebles, vehículos, instalaciones amovibles, etc.)

Para cada parte del edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente a este uso en la siguiente tabla.

**Tabla 13.- Sobrecargas**

<b>USO DEL ELEMENTO</b>	<b>SOBRECARGA (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
<b>a).- Azoteas</b>	
Accesibles solo para conservación	100
Accesibles solo privadamente	150
Accesibles al publico	Según su uso
<b>b).- Viviendas</b>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otros casos	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	*
<b>c).- Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</b>	

Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	400
Balcones volados	*
<b>d).- Oficinas y comercios</b>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	*
<b>e).- Edificios docentes</b>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
<b>f).- Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</b>	
Locales con asientos fijos	300
Locales con asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	*

**Fuente:** Hormigón armado de Montoya-Mesenguer-Morin. Pág. 684

#### \*Sobrecarga de Balcones volados

Los balcones volados de toda clase de edificios se calcularán con una sobrecarga superficial, actuando en toda su área, igual a la de las habitaciones con que comunican, más sobrecarga lineal, actuando en sus bordes frontales de 200 kg/m.

### **2.5. Diseño estructural.-**

#### **2.5.1. Estructura de Cubierta Plana**

Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoform.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

La losa de compresión es el concreto colocado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Al realizarse el colocado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

**Acero de refuerzo en losa de compresión:** Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mínimo requerido por contracción y temperatura.

Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm. Y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_{min} \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Dónde:

$A_{min}$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ): Es la armadura de reparto.

$h$ : Espesor de la losa de compresión (cm).

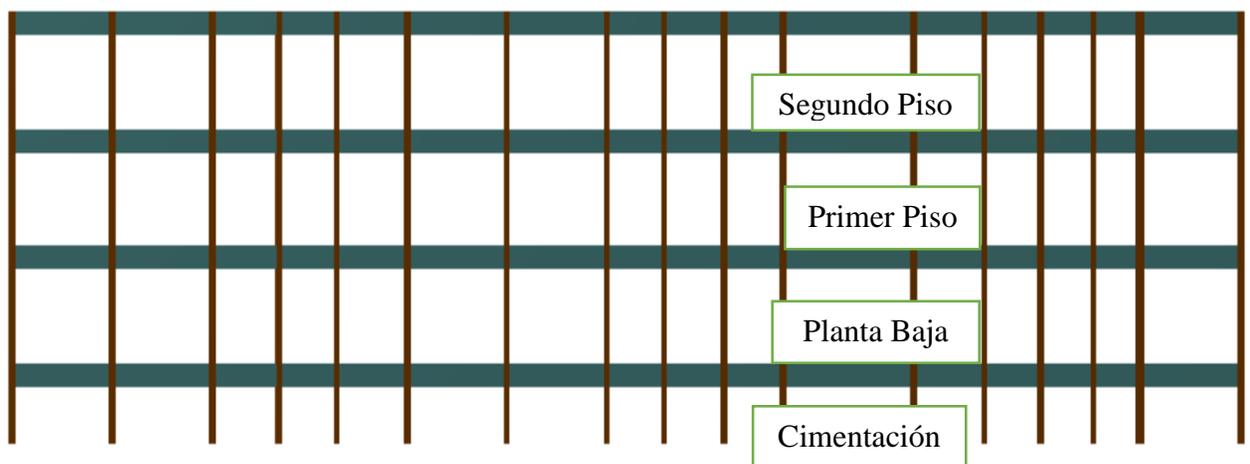
$f_{sd}$ : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

### 2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

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

Por consiguiente de acuerdo a los planos arquitectónicos del proyecto se establece la estructura porticada como se muestra a continuación.

**FIGURA 13.- Estructura porticada**



**Fuente:** Elaboración Propia

Todos los elementos de hormigón armado que forman parte de la estructura de sustentación en general serán resueltos y analizados en base a métodos matriciales de

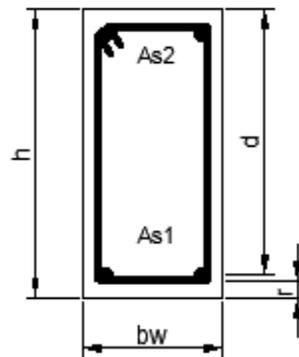
rigidez, debido a que son métodos utilizados por el programa de cálculo CYPECAD 2015 con los parámetros de diseño por defecto de la normativa EH-91 por la similitud con la normativa boliviana CBH 87, introduciendo las modificaciones necesarias para que los resultados estén sujetos a la normativa boliviana vigente.

#### **Diseño a flexión de elementos de hormigón armado.-**

**Vigas.-** Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal que por lo general están solicitadas principalmente a flexión. En el presente proyecto se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. El método seleccionado para su cálculo es el diagrama rectangular.

**Cálculo a flexión simple:** Se empleara la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía  $\omega$ , en función del momento reducido  $\mu$ :

**FIGURA 14.- Viga de Hormigón Armado**



**Fuente:** elaboración Propia

$$\mu d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Dónde:

$\mu d$  = Momento reducido de cálculo.

$M_d$ =Momento de diseño (envolvente)

$b_w$ = Ancho de la viga.

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

**Caso 1:**

$\mu_d < \mu_{lim}$  No requiere armadura en compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite así como indica la condición, la sección no necesita armadura en el área de compresiones, solo se deberá disponer armadura que resista los esfuerzos de tracción producidos por los momentos flectores envolventes de cálculo en base a la siguiente ecuación:

$$A_s = W * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

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

$b_w$ = Ancho del elemento que se analiza

$d$ = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.

$f_{cd}$ = Resistencia minorada de diseño del hormigón.

$f_{yd}$ = Resistencia minorada de diseño del acero.

**Caso 2:**

$\mu_d > \mu_{lim}$  Requiere armadura en compresión

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite así como indica la condición, la sección necesita armadura en el área de compresiones, la armadura que resista los refuerzos de tracción producido por los momentos flectores de cálculo se determina en base a las siguientes ecuaciones:

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

Dónde:

$w_{lim}$ = Cuantía geométrica límite (**tabla 14**)

$\mu_d$  = Momento reducido de cálculo

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

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

$f$  = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

$r$  = Recubrimiento geométrico

$$As1 = ws1 * bw * d * \frac{fcd}{fyd} \qquad As2 = ws2 * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$As1$  = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

$As2$  = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión

### Cuantía Geométrica Mínima

$A_c$  = Área total de la sección.

$W_{smin}$  = cuantía geométrica mínima en flexión.

**Tabla 14.- Cuantías Geométricas Mínimas**

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

**FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón armado CBH-87**

### Distancias entre barras de armaduras principales

En el capítulo 12.5.2. de la norma CBH-87 especifica que la distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos (2) barras aisladas consecutivas, será igual o superior al mayor de los tres (3) valores siguientes.

- 2 cm,
- El diámetro mayor,
- 1.2 del tamaño máximo del árido (1 pulg).

### **Cálculo de la Armadura Transversal.-**

Vd= Cortante de diseño (Envolvente)

bw= Ancho del elemento que se analiza

d=Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.

fcd= Resistencia minorada de diseño del hormigón.

fyd= Resistencia minorada de diseño del acero.

t= Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma  $A_\alpha$  (barras inclinadas más estribos).

$A_\alpha$ = área de barras inclinadas más estribos.

s= separación entre ejes de los estribos

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$fvd = 0.50 * \sqrt{fcd}$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

$$Vcu=fvd*bw*d$$

Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón

$$Vou=0,30*fcd*bw*d$$

$$\text{Si: } Vd \leq Vcu$$

$$Asmin= 0,02*bw*t* \frac{fcd}{fyd}$$

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

Si no cumple esta condición, entonces se debe cambiar la sección.

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

Armadura necesaria para resistir a cortante:

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0.90 * d * f_{yd}}$$

Donde  $s$  es la separación entre planos de cercos ó estribos, debe cumplir la condición:

$$s_{t \max} < 0,75 * d < 300 \text{ mm}$$

### **Diseño de Pilares de Hormigón Armado.-**

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

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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

**Compresión simple.-** La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal  $N$  que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

**Excentricidad mínima de cálculo.-** La norma recomienda tomar en cuenta una excentricidad accidental mínima, en dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores:

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{ó} & b/20 \\ & & 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Siendo  $h$  el canto en la dirección considerada. Esto con el objeto de tener en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación de la sollicitación normal.

Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales. También esto es aplicable para las secciones sometidas a compresión compuesta desviada.

**Disposición relativa a las armaduras.-** Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20cm si se trata de secciones rectangulares y 25cm si la sección es circular, de acuerdo a lo que prescribe la norma.

**Armaduras longitudinales.-** Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm y se situaran en las proximidades de las caras de pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de

sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro de la barra mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

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

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación  $S$  entre planos de cercos o estribos debe ser

$$S \leq b_e$$

Siendo  $b_e$ , la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para  $S$  valores mayores de 30cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación  $S$  entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\varphi$$

Dónde:

$\varphi$ =el diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y en general cuando se trata de obras especialmente delicadas, la separación  $S$  no debe ser superior a  $12 \cdot \phi$ .

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa y en ningún caso será menor de 6mm.

**Cuantías límites.-** La norma recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas,  $A_1$  y  $A_2$ , las siguientes limitaciones:

$$A_1 \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$A_2 \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$A_1 \cdot f_{yd} \leq 0.5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$A_2 \cdot f_{yd} \leq 0.5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Que para el caso de compresión simple, con armadura total  $A_s$ , puede colocarse en la forma:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.10 \cdot N_d$$

$$A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Dónde:

$A_c$ = Área de la sección bruta de hormigón

$f_{yd}$ = Resistencia de cálculo del acero que no se tomara mayor en este caso de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

$A_1$  y  $A_2$ = Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

$N_d$ = Esfuerzo axial de cálculo

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

$A_s$ = el área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

De todas maneras es recomendable que las cuantías de las armaduras no sean inferiores a las recomendadas en el **Tabla 14**, correspondiente a las cuantías geométricas mínimas.

**Pandeo de piezas comprimidas.-** En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma.

**Longitud de pandeo.-** Una estructura se llama intraslacional, si sus nudos bajo solicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario. La longitud de pandeo de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla N° 2.14 en función de la sustentación de la pieza.

**Tabla 15.- Longitud de pandeo ( $l_0$ ), de piezas aisladas**

Sustentación de la pieza de longitud $t$	$\alpha$
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Biempotrado, con libre desplazamiento	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
Soportes elásticamente empotrados	0.70

Otros casos	0.90
-------------	------

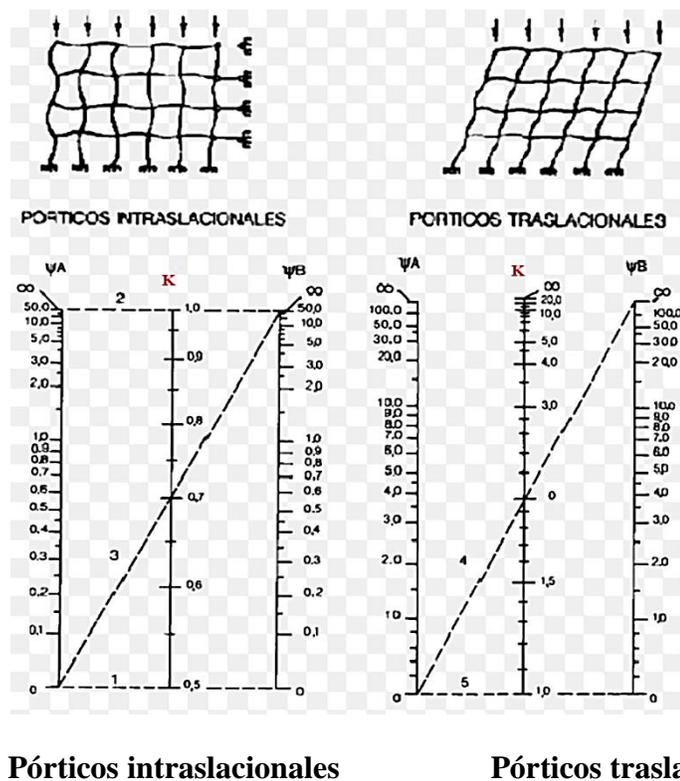
Siendo preciso para ello definir si el pórtico puede considerarse intraslacional o traslacional.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

Longitud de pandeo  $l_0 = \alpha * l$

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum \frac{E * I}{l} \text{ de todos los pilares}}{\sum \frac{E * I}{l} \text{ de todas las vigas}}$$

**FIGURA 15.-** Nomogramas de columnas en pórticos continuos valor de k



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

de giro  $i$ , tiene la siguiente expresión  $i = \sqrt{I/A}$ , siendo  $I$  y  $A$  respectivamente, la inercia dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma, son los que se mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas  $\lambda < 35$  (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas  $35 \leq \lambda \leq 100$  (geométricas  $10 \leq \lambda_o \leq 29$ ), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas  $100 \leq \lambda \leq 200$  (geométricas  $29 \leq \lambda_o \leq 58$ ), debe aplicarse el método general. Para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.

No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas  $\lambda > 200$  (geométricas  $\lambda_o > 58$ ).

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

- En aquellas secciones que por su forma. no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- El último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

Algunas vigas, pueden estar sometidas a cargas laterales (viento, empuje de tierras en muros y cimientos, empuje de aguas en depósitos, empuje del material almacenado en silos).

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

La razón de rehuir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

**Sección rectangular con armadura simétrica.-** En este apartado se trata el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocida y simétrica, en la que la única incógnita es la armadura total.

En el cálculo de estructuras de hormigón armado, es habitual no hacer variar en el dimensionamiento la sección del hormigón, ya que ello exigiría en general un nuevo cálculo de esfuerzos. Y en muchos elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo y en los que, en todo caso el armado asimétrico exigiría un control de obra especial. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

Para el dimensionado y comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se expone a continuación.

**Ábacos adimensionales en roseta.-** Este método es el equivalente en flexión esviada, a los de interacción en flexión recta.

En este método se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por

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

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos ( $v, \mu_x, \mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionado de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de  $v$  del que se trate, con los valores de  $\mu_x, \mu_y$ , para obtener la cuantía mecánica total necesaria  $w$ .

### **Proceso de cálculo**

#### **Datos necesarios:**

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

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

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

$N_d$ = fuerza normal de cálculo.

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

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

#### **Cálculo de la longitud de pandeo**

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

Donde  $\alpha$  puede obtenerse el monograma para pórticos traslacionales, y “ $l$ ” es la longitud real del elemento considerado.

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el monograma correspondiente a pórticos traslacionales o desplazables, debido a que se tiene presente en la estructura solicitaciones de viento.

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

$$\psi_B$$

**Método de la excentricidad ficticia.-** Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien ( $\lambda \leq 100$ )<sup>11</sup>.

**Excentricidad de primer orden.-** Excentricidad inicial o de primer orden  $e_o$ , no es menor que la excentricidad accidental, siendo  $e_o$  igual a  $M/N$ . donde  $M$  es el momento exterior aplicado, de primer orden, y  $N$  la carga axial actuante<sup>12</sup>.

$$e_{ox} = \frac{Mdy}{Nd}$$

$$e_{oy} = \frac{Mdx}{Nd}$$

**Excentricidad accidental.-** Excentricidad accidental  $e_a$ , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.

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

**Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden).-** La excentricidad  $e_{fic}$ , no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden  $e_o$ , tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{fic} = \left(0.85 \frac{fyd}{12000}\right) * \frac{b+20*eo_x}{b+10*eo_x} * \frac{lox^2}{i} * 10^{-4}$$

**Excentricidad final.-** No es más que la suma de todas las excentricidades:

$$e_{(x,y)max} = e_o + e_a + e_{fic}$$

<sup>11</sup> Referencia Norma Boliviana CBH-87 Sección 8.3.5.2

<sup>12</sup> Referencia Norma Boliviana CBH-87 Sección 8.3.1.2

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} \cdot A_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

Cálculo de los esfuerzos reducidos

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

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_{Tx}}{U_c \cdot h}$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_{Ty}}{U_c \cdot b}$$

Definir valores del momento reducido

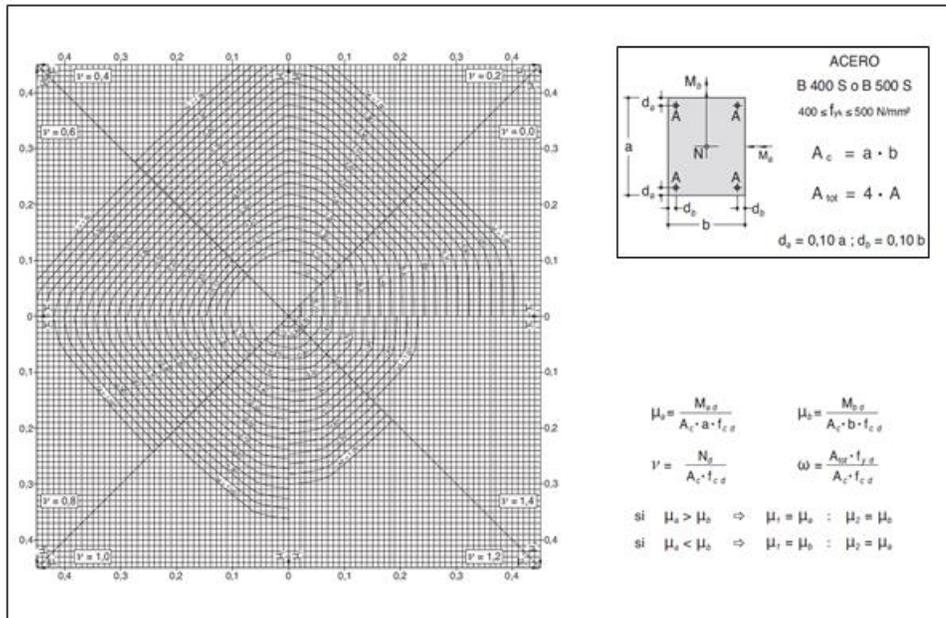
$$\mu_x < \mu_y$$

Determinar la cuantía mecánica  $w$

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra a los ábaco en roseta correspondiente. Si el valor de  $v$  no es redondo, se obtiene  $w$  por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de  $v$  entre los que esté situado el dado.

Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de "Jiménez Montoya" en el tomo II. De donde se elige el diagrama correspondiente en función de: la disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo.

**Se ha elegido el siguiente ábaco en roseta, tomando en cuenta las consideraciones anteriores y los datos que se tiene.**



Calcular la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c$$

Calcular la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \quad \rightarrow \quad A_{total} = \frac{w * b * h * f_{cd}}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

$$0,1 * N_d \leq A_{smin} * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad A_{smin} = \frac{0,1 * N_d}{f_{yd}}$$

Esto quiere decir que el acero, tomará por lo menos el 10% de la carga, pero no sobre pasará la carga que tome el hormigón.

De ambas armaduras seleccionamos la menor de ellas para el diseño la cual es:

Para una cara de la sección.

$$As \text{ una cara} = \frac{As \text{ total}}{4}$$

Ahora se la debe dividir por el área del acero a emplear, y con esto obtenemos el número de hierros en cada esquina.

Calculo del número de barras:

$$N^{\circ} \text{ de fierros} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}}$$

### **Cálculo de la armadura transversal de la columna.**

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi \text{ de la armadura longitudinal más gruesa} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

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

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ ( el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi \text{ de la armadura longitudinal más delgada.} \end{cases}$$

### **2.5.3. Estructuras complementarias**

#### **Escaleras.-**

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

Una escalera se compone de las siguientes partes:

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

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

**Arranque de escalera:** Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm. mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm, aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

Cuando el rellano o meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

**La Altura de Paso o Escapada:** Es la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima: siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m: sólo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

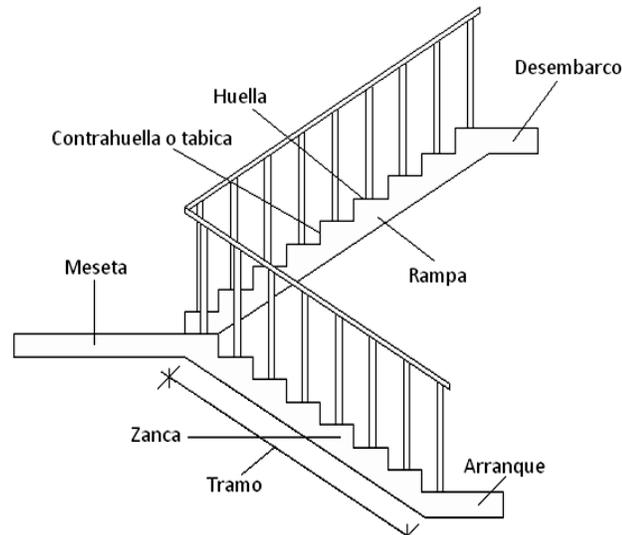
El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm, siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera: a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Este espacio o vacío existente entre dos tramos, en la parte central de la escalera, se denomina ojo o hueco de la misma. Cuando esta parte es llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

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

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

**FIGURA 16.- Partes de una escalera**

**Fuente:** elaboración propia

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las sollicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en lozas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del código civil Boliviano de Hormigón CBH-87.

#### **2.5.4. Fundaciones**

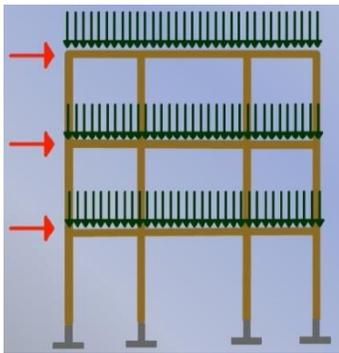
El objetivo de una cimentación es transmitir las cargas de la súper estructura y el peso propio de ellas al terreno. Pero además tiene las siguientes funciones:

Proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo.

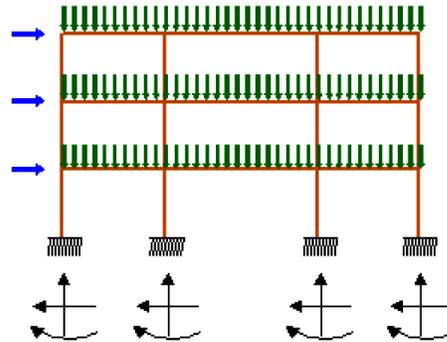
Limitar los asentamientos totales y diferenciales, con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas y además mantener la posición vertical de la estructuras ante las acciones.

Se emplean diversas formas o tipos de cimentación, dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta, del tipo y dimensiones de la superestructura y del espesor, resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación. En el presente proyecto se analizara como fundación de la estructura las zapatas aisladas.

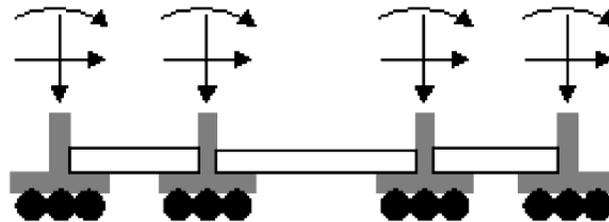
**FIGURA 17.- Análisis de la cimentación**



a) Distribución de cargas.



b) Modelo para el análisis de la cimentación.



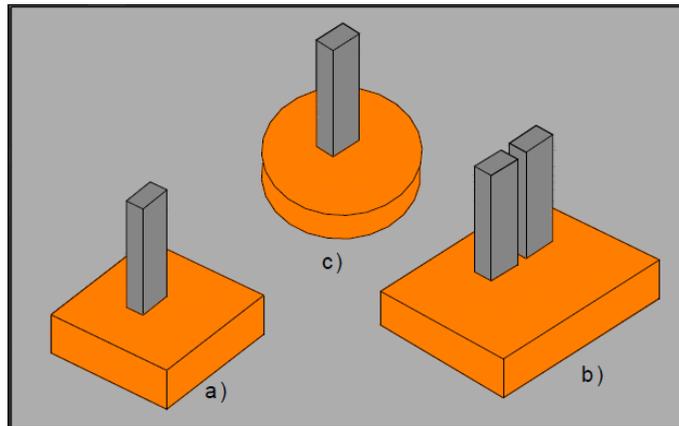
c) Modelos separados para análisis de estructura y cimentación.

### **Zapatas aisladas.-**

Se define como zapatas aisladas a aquellas que transmiten la carga de una sola columna al suelo como se puede observar en la **figura 19 (a)**. Como excepción, se considera como zapata aislada aquella que sostiene dos soportes contiguos separados por una junta de dilatación, tipo “diapasón” como se ve en la **figura 19 (b)**.

Las zapatas aisladas pueden ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que las cargas son relativamente bajas y/o el suelo tenga buena resistencia.

**FIGURA 18.- Tipos de zapatas aisladas**



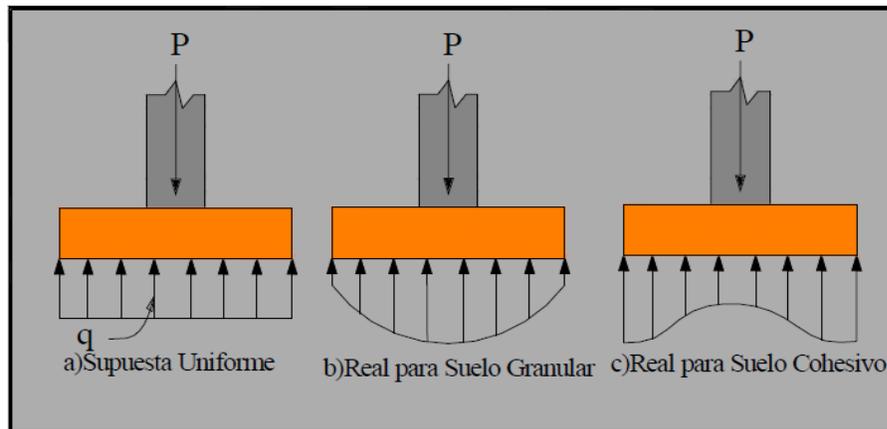
**Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación “J. Calavera” Pág. 89**

En este caso cada zapata puede ser independiente una de otra, por lo que, se requiere que los asentamientos diferenciales entre ellas no excedan los asentamiento totales o diferenciales permitidos. Los asentamientos diferenciales pueden reducirse seleccionando el área apropiada de contacto de la zapata y en ocasiones usando la rigidez de la superestructura. Generalmente las zapatas aisladas se usan sólo en suelos de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser controlados por la flexibilidad de la estructura, o incluyéndolos en el diseño de los nodos de la base de la estructura o articulando los nodos de manera que puedan tomar los asentamientos diferenciales y/o rotaciones, sin dañar la estructura.

La distribución de presiones debajo de una zapata con una carga puntual no es uniforme. La forma de distribución de presiones depende del tipo del material de apoyo y del grado de rigidez de la zapata, como se observa en la **figura 20**. Cuando la distribución de esfuerzos es irregular se crea un problema de resolución bastante complejo, entonces se adopta, para simplificar el cálculo, una repartición lineal de

presiones la cuál en la práctica demuestra tener poca variación con la repartición real de presiones, **figura 20**.

**FIGURA 19.- Distribución de presiones en zapatas**

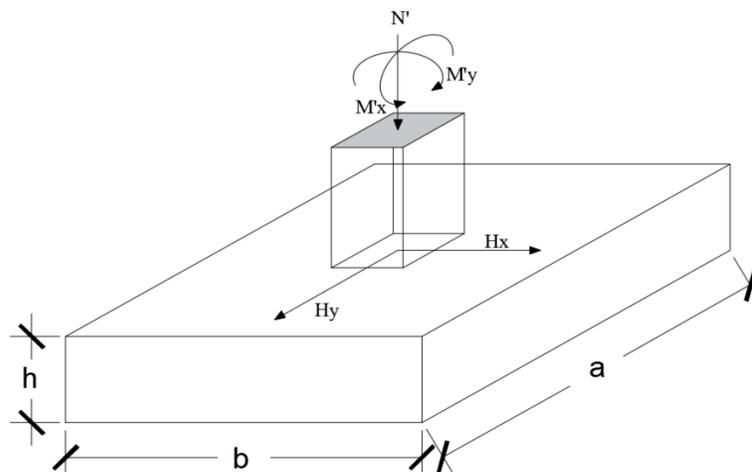


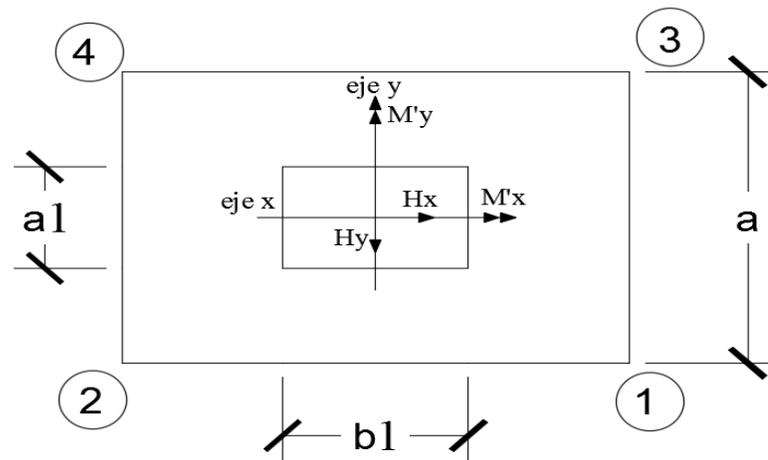
**Fuente:** Diseño de estructuras de concreto “Arthur H. Nilson” Pág. 500

En el diseño (práctica profesional) se hacen las siguientes hipótesis 1) la distribución de la presión es lineal. 2) la losa de la zapata se considera rígida y 3) no se admiten tensiones en el terreno.

### Proceso de cálculo

**FIGURA 20.- Solicitaciones presentes en una zapata aislada**





### DATOS

$M'x$  = Momento en el eje x

$M'y$  = Momento en el eje y

$H_y$  = Cortante en el eje y,

$H_x$  = Cortante en el eje x.

$N'$  = Carga total que llega a la zapata.

$\sigma_{adm}$  = Esfuerzo admisible del suelo.

Una vez definidos todos nuestros datos, se procede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

**Paso 1.** Determinar el peso total "N" que soportará la zapata

Primeramente se aproximamos el peso de la zapata como el 0,05 del peso total "N" que llega a la zapata, entonces el peso total "N" (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N = 1.05 N$$

**Paso 2.** Determinar las dimensiones "a" y "b" de la base de la Zapata.

La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

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

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

$$A = a * b$$

Debe recordarse que los valores de "a" y "b" deben ser dimensiones constructivas.

Escogidos los valores de "a" y "b", se calcula el esfuerzo máximo " $\sigma_1$ " que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{a*b^2} + \frac{6Mx}{b*a^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

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

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de "a" y "b" para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad  $\sigma_1 < \sigma_{adm}$ .

**Paso 3.** Determinar el canto útil "d" y el canto total "h" de la zapata.

Primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

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

Dónde:

$f_{cd}$  = Resistencia de diseño del Hormigón

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

$\gamma_c$  = coeficiente de seguridad para el hormigón (1,5).

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

$$K = \frac{2 \cdot \sqrt{fcd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}}$$

Dónde:

$$fcd = \text{kg/cm}^2$$

$\gamma_f$  = Coeficiente que normalmente vale 1,6

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

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

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{a1 + b1}{4} + \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{a1 + b1}{4}} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25\text{cm} \end{array} \right.$$

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

$$h = d + c$$

**Paso 4.** Se determina la carga real "N" que actuará en la zapata

Con las dimensiones ya definidas en el paso 3. Se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a * b * h = 2,4 \text{ (tn/m}^3\text{)} * a * b * h$$

Luego se calcula el peso real que actuara en la zapata

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

**Paso 5.** Cálculo de los momentos corregidos

Como existen fuerzas cortantes ( $H_x$  y  $H_y$ ) en la base de la Zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x \pm hH_y$$

$$M_y = M'_y \pm hH_x$$

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

**Paso 6.** Cálculo de los esfuerzos en la zapata

<p>+ = Compresión</p> <p>- = Tracción</p>
---

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

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6M_y}{a \cdot b^2} + \frac{6M_x}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{a \cdot b^2} - \frac{6M_x}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6M_y}{a \cdot b^2} - \frac{6M_x}{b \cdot a^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los esfuerzos debidos a flexo-compresión están dados por las anteriores formulas. En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección.

Luego se debe de verificar:

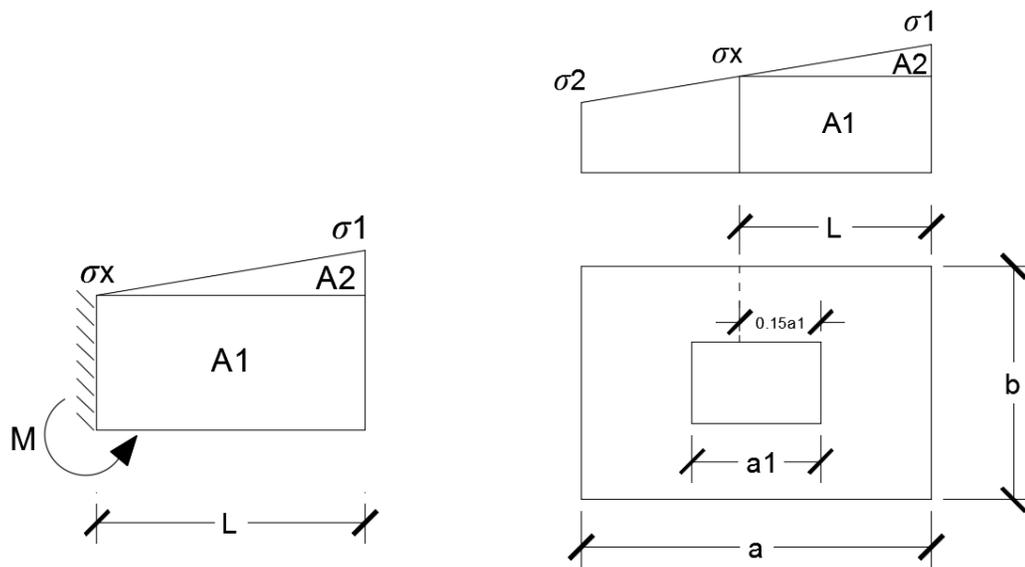
$$\sigma_1 < \sigma_{adm}$$

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

**Paso 7.** Cálculo del momento de diseño

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia del 0,15 de a 1.

**FIGURA 21.- Momento de Diseño**



De la **Figura 22** se pueden deducir las siguientes ecuaciones

$$L = \frac{a-a_1}{2} + 0,15a_1$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \frac{L}{a}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A_1 * D_1 + A_2 * D_2 = \sigma_x * L \left( \frac{L}{2} \right) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_x)L}{2} \left( \frac{2}{3}L \right) = \frac{L^2}{3} \left( \sigma_1 + \frac{\sigma_x}{2} \right) \text{ (ton*m/m)}$$

Para las unidades se tiene que ton\*m/m =  $10^5$  Kg\*cm/cm. Finalmente el momento de diseño es:

$$M_d = 1,6 Mb$$

**Paso 8.** Cálculo del área de acero.- Con el momento de diseño expresado en (Kg\*cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{Md}{b*d^2*fcd} < 0,2517$$

Dónde:

b= 100 cm (por metro)

d= canto útil

fcd= Resistencia de diseño del Hormigón.

Md= momento de diseño.

Con este valor se determina la cuantía mecánica de acero dada por:

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

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es  $\omega_{\min} = 0,0015$ . Con este valor se determina el área de acero por metro.

$$A_s = \omega * b * d * \frac{fcd}{f_yd}$$

**Paso 9.** Se verifica que la zapata no se vuelque

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Na}{2My} \\ \\ \frac{Nb}{2Mx} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

**Paso 10.** Se verifica que la zapata no se Deslice.

### Verificación al deslizamiento

Como fuerza estabilizante se contara sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

Para suelos arenosos sin cohesión.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N * \tan \phi d}{Hx} \\ \frac{N * \tan \phi d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

Para suelos cohesivos arcillosos.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Acd}{Hx} \\ \frac{Acd}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$\phi d = \frac{2}{3} \phi$$

$$Cd = \frac{2}{3} C$$

$\phi$  = ángulo de rozamiento interno

C = cohesión

A = a\*b

Dónde:

A = área de la base de la zapata medianera

$\phi d = (2 * \phi / 3)$  = valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

$Cd = 0,50 * C$  = valor de cálculo de la cohesión.

## 2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto.-

### 2.6.1. Especificaciones técnicas

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

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de

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

La estructura que tendrá las especificaciones técnicas es la siguiente:

- Ítem.
- Código.
- Concepto.
- Equipo – materiales – ensayo – procedimiento.
- Costo.

### **2.6.2. Precios unitarios**

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

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

- Costo de materiales.
- Costo de mano de obra.
- Desgaste de herramientas y/o reposición de equipos.
- Gastos generales.
- Utilidad.

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

Tomando en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA;

como gastos generales el 7%, y como utilidad el 6%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14.94% y un valor de IT del 3.09%.

A modo de referencia, la planilla de precios unitarios podrá tener la siguiente forma:

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

#### DATOS GENERALES

Proyecto :	
Ítem N°:	
Actividad:	
Cantidad :	
Unidad :	
Moneda :	

MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
<b>TOTAL DE MATERIALES :</b>				
MANO DE OBRA				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
N				
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA :</b>				
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra)			55%	
Impuestos I.V.A. Mano de Obra =(% de Mano de Obra + Carga Sociales)			14,94 %	
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :				
<b>TOTAL DE MANO DE OBRA :</b>				
EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL

1					
N					
Herramientas =( % de Total de Mano de Obra)		5%			
<b>TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:</b>					
<b>GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>					
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3					
<b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>					
<b>UTILIDAD</b>					
UTILIDAD=% DE 1+2+3+4					
<b>TOTAL UTILIDAD</b>					
<b>IMPUESTOS</b>					
IMPUESTOS IT=% DE 1+2+3+4+5					
<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>					

### 2.6.3. Cómputos métricos

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

A modo de referencia, la planilla de cómputo métrico tendrá la siguiente forma:

N°	ACTIVIDAD	UNID.	DIMENSIONES			N° DE VECE S	AREA/VO L.	TOTAL PARCIA L	TOTA L
			LARG O	ANCH O	ALT O				
1									
2									
3									
n.									

Fuente: SICOES

### 2.6.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los

elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se haya condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

### **2.6.5. Planteamiento y cronograma de obra**

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

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

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

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

Existen diversos tipos de técnicas de programación, unas son muy sencillas en su elaboración y fáciles de interpretar, pero tienen ciertas limitaciones, otras son bastantes útiles pero complejas en su elaboración.

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

- Diagrama de barras.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la ruta crítica (Critical Path Method, CPM).
- Red de procedencias.
- PERT (Program Evaluation Review Technique).
- Diagrama de tiempo y espacio.

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

### **3.-INGENIERIA DEL PROYECTO.-**

#### **3.1. Generalidades**

Una vez obtenido los planos topográficos, arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona del proyecto, se procedió al respectivo cálculo estructural de la infraestructura. Tomando en cuenta la capacidad portante del lugar del emplazamiento de la infraestructura, así mismo, se consideran los diferentes factores que intervienen en el cálculo de este tipo de estructuras.

#### **3.1. Análisis del levantamiento topográfico**

Según lo señalado en el marco teórico, el levantamiento topográfico fue realizado con estación total utilizando el método de curvas de nivel se obtuvo el relieve de la superficie del terreno.

Con la planimetría y altimetría y las curvas de nivel obtenidas con el levantamiento topográfico, se pudo determinar que el terreno esta nivelado y que no cuenta con variaciones en las curvas, topográficamente se considera una superficie semiplana con un desnivel inferior al 1%. El plano se encuentra en el **ANEXO A-10-1**.

#### **3.2. Estudio de suelos**

El estudio de suelos fue realizado y entregado por la consultora EOLO S.R.L., dicho estudio fue entregado a la Alcaldía Municipal y la Alcaldía a mi persona.

El estudio fue validado siguiendo los parámetros que nos arroja la teoría y demostraron que los datos brindados tienen coherencia.

Las planillas de estudio de suelos que fueron entregadas por la Alcaldía Municipal se encuentran detalladas en el **ANEXO A-1**.

##### **3.2.1. Validación del estudio de suelos**

En el estudio de suelo realizado se mostró una clasificación del suelo perteneciente a un A-2-4(0) por la norma AASHTO.

➤ Análisis granulométrico

Para el análisis granulométrico analizaremos los porcentaje que pasan por los tamices N°10, N°40 y N°200 haciendo la siguiente comparación.

% Que pasa Tamiz	Teoría	Informe entregado	Cumple
N°10	Sin restricción	39,47%	Si
N°40	Sin restricción	35,89%	Si
N°200	Max 35%	33,34%	Si

➤ Limites de Atterberg

Para la comparación de los estados límites se tomaran en cuenta los valores de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.

	Teoría	Informe entregado	Cumple
Límite Líquido	Max. 40	20.17	Si
Límite Plástico	Sin restricción	16.18	Si
Índice de Plasticidad	Max. 10	3.99	Si

➤ Índice de grupo

$$IG = 0.2 \cdot a + 0.005 \cdot a \cdot c + 0.01 \cdot b \cdot d$$

$$IG = 0,2 * (0) + 0,005 * (0) * (0) + 0,01 * (18,34) * (0) = 0$$

En suelos granulares se da que el índice de grupo es 0 con lo que también cumple con esta condición.

De acuerdo a los datos obtenidos se puede corroborar que el suelo si pertenece a un A-2-4(0).

➤ Resistencia portante del suelo

La resistencia portante del suelo que nos da de referencia en el informe es de  $1.75\text{Kg/cm}^2$  por seguridad se reducirá el 17% asumiendo una resistencia portante del suelo de  $1,50\text{ Kg/cm}^2$ .

Dicha resistencia se da al introducirse la aguja a 30cm en 13 golpes.

De acuerdo al número de golpes y al tipo de suelo ingresando al ábaco se puede corroborar que la resistencia del suelo es de  $1.75\text{ Kg/cm}^2$ .

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

El diseño arquitectónico fue realizado tomando en cuenta todo lo mencionado previamente en el marco teórico, dicho diseño fue proporcionado por el Gobierno Municipal Autónomo de Bermejo, los planos arquitectónicos se encuentran en el **ANEXOS A-10-2**.

### **3.4. Planteamiento estructural**

En consecuencia con lo establecido en la propuesta de proyecto, en tanto como en el análisis de suelo del presente proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan para el Albergue Municipal.

#### **3.4.1. Estructura de cubierta**

Será una cubierta plana de losa alivianada, conformada por viguetas pretensadas, para el desalajo de sus aguas se tendrá dos caídas del 2%.

#### **3.4.2. Estructura de la edificación**

La estructura porticada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento, se usaran juntas de dilatación a los 40m aproximadamente,

la junta debe afectar el edificio en su totalidad, hasta la cimentación considerando zapatas aislada de columnas múltiples.

La separación estructural que supone una junta de dilatación, se lo hará con: juntas con doble pilar, formando lo que se llama una junta diapasón, la cual materializa una separación completa de la estructura hasta su cimentación donde se usaran las zapatas aislada de columnas múltiples.

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie, para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho, para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en lozas macizas utilizando los mismos parámetros de diseños del código boliviano del hormigón CBH-87.

#### **3.4.3. Estructuras complementarias.-**

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

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

#### **3.4.4. Fundaciones.-**

Se realizaran el cálculo de zapatas aisladas piramidales ya que el tipo de suelo no exige otro tipo de zapata que requieran mayores solicitaciones.

### **3.5. Datos generales del proyecto**

#### **Normativa de diseño**

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites último empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, por tanto además de los materiales empleados, se deben definir los coeficientes de minoración de resistencias y mayoración de cargas.

- Normativa de diseño empleada  
Código Boliviano del Hormigón Armado
- Coeficientes de minoración de resistencias de los materiales  
 $\gamma_c = 1.5$  (Hormigón)  
 $\gamma_s = 1.15$  (Acero)
- Coeficiente de mayoración de las cargas  
 $\gamma_f = 1.6$  (Fuerzas)

### **Materiales empleados**

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

- Materiales empleados en el hormigón armado  
 $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$  (Resistencia característica del hormigón en compresión)  
 $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$  (Resistencia característica del acero en tracción)
- Nivel de control en la ejecución

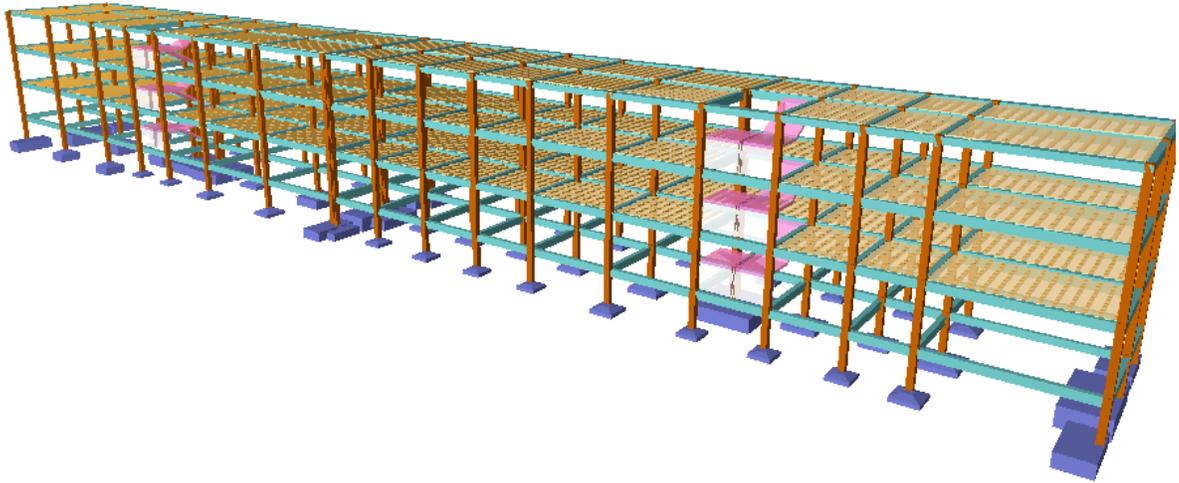
El nivel de control en la ejecución de los diferentes elementos de hormigón armado para el proyecto es el control normal.

- Capacidad portante del suelo

La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto es  $\sigma_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ .

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

**FIGURA 22.- Vista 3D de la estructura porticada**



### **3.6.1.- Cargas consideradas sobre la estructura.-**

Se determinarán dos tipos de cargas:

**Carga permanente:** La cual comprende:

- Peso propio del forjado.
- Peso del sobrepiso y acabados.
- Peso de muros más revoques.
- Peso de Barandado.
- Peso de escaleras.

### **Cargas accidentales**

- Sobrecarga en la losa alivianada.
- Sobrecarga del barandado.
- Sismo
- Carga de viento.

El cálculo de las cargas mencionadas anteriormente se encuentra en el **Anexo – 4.**

### 3.6.2.- Verificación de los elementos de la estructura porticada.-

Se realizara la verificación de los elementos estructurales más solicitados y son los siguientes:

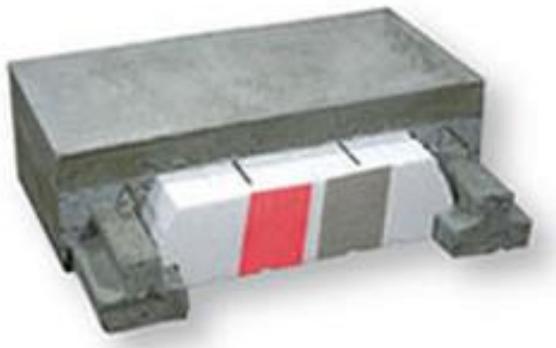
- Verificación losa alivianada.
- Verificación de pilar.
- Verificación de viga.
- Verificación de zapata.
- Verificación de escalera.

#### 3.6.2.1.- Verificación losa alivianada

Se verificara la vigueta que se encuentra en el paño 32.

La cubierta (losa) estará compuesta de una losa alivianada con viguetas pretensadas haciéndose referencia del catálogo CONCRETEC<sup>13</sup>. Separadas con un inter eje de 0.50 m.

**FIGURA 23.- Vigueta pretensada relleno de plastofom**



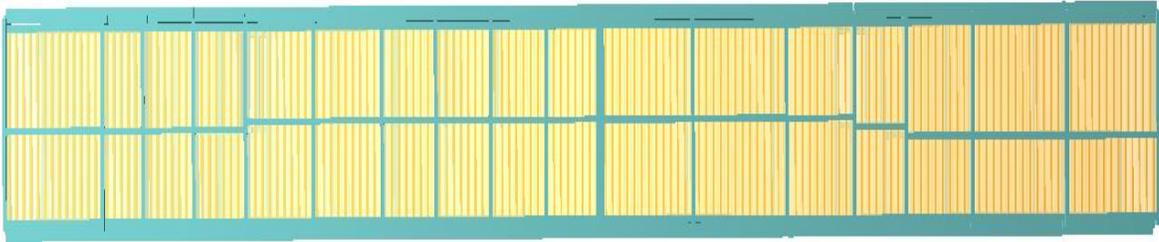
El material utilizado para la cubierta será con complemento de plastofom dispuesto en toda la losa para cubrir los vacíos en medio de las viguetas con una capa de compresión de 5 cm con hormigón y una armadura de refuerzo constructivo de  $\phi$  6mm cada 25 cm ( $A_s=1.13\text{cm}^2/\text{m}$ ), para controlar la fisuración.

<sup>13</sup> Verse: Catalogo de viguetas pretensadas CONCRETEC S.A.

### Plano en planta de la disposición de las viguetas sobre la cubierta

La ubicación de las viguetas pretensadas se lo hará como muestra la **figura 25** en donde se ve claramente la disposición de las viguetas.

**FIGURA 24.- Disposición de viguetas pretensadas.**



#### ➤ Hormigón

Para el caso de los hormigones usados para las vigas o viguetas pretensadas, el hormigón tiene que tener una alta resistencia para evitar las pérdidas en el tesado de los torones.

$$f'_{cd} = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón pretensado}$$

$$f_{cd} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón Armado}$$

#### ➤ Aceros

Para el caso de los aceros usados en el hormigón pretensados estos deben ser de alta resistencia, para que de esa forma poder ejercer la fuerza de pretensado requerida.

La tensión de rotura última del acero pretensado (Según la guía de productos: CONCRETEC), es:

$$f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$$

Límite elástico característico del acero

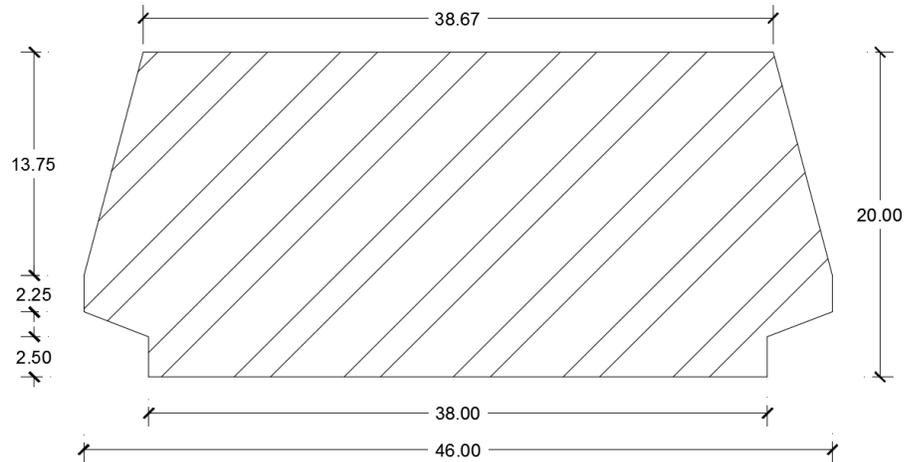
$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

### Propiedades geométricas de los materiales:

#### ➤ Dimensión del plastiformo

20 x 46 x 100 (Según la guía de productos: CONCRETEC)

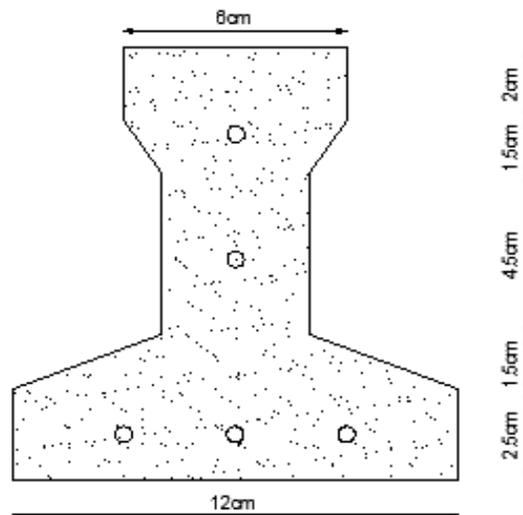
**FIGURA 25.- Características geométricas del plastoform**



➤ **Dimensión de las viguetas pretensadas**

(Según la guía de productos de: CONCRETEC)

**FIGURA 26.- Dimensiones de vigueta**



➤ **Determinación del canto del paquete estructural**

Según la normativa (CBH-87 sección 9.9.10.4.3.b Relación canto/luz Pag-198) propone, que el canto mínimo para forjados unidireccionales de viguetas pretensadas es:

$$h = \frac{l}{28} = \frac{475 \text{ cm}}{28} = 16.96 \text{ cm}$$

Se asumirá por tanto como altura del paquete estructural 20 cm uniformizándose esta altura para todos los forjados. En la cual el espesor de la capa de compresión será de “ $h_o = 5 \text{ cm}$ ”.

➤ **Determinación de la armadura de reparto**

Según la normativa (CBH-87 sección 9.9.10.4.3. Condiciones que debe cumplir los forjados Pag-195) propone, que la armadura de reparto se determina con la siguiente expresión:

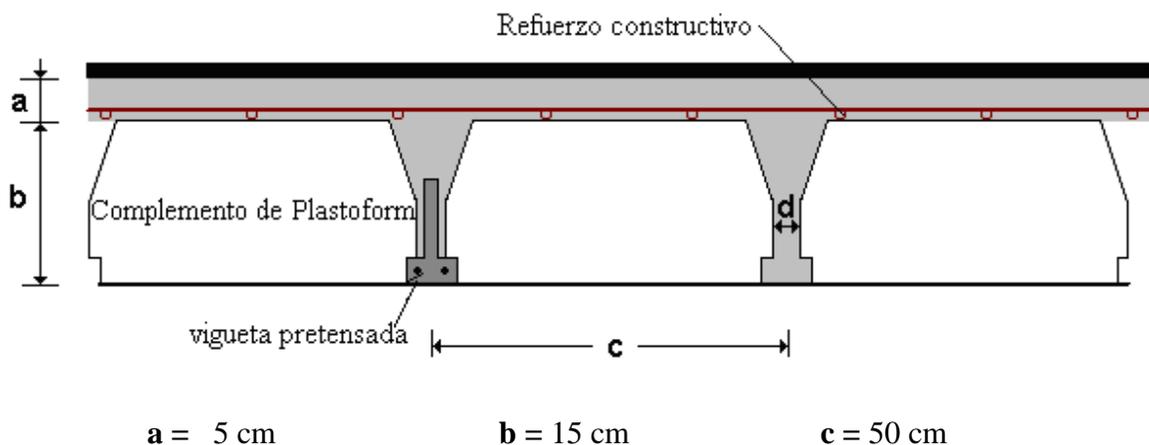
$$A_s = \frac{50 \times h_o}{f_{sd}} = \frac{50 \times 5 \text{ cm}}{4347.83 \text{ Kg/cm}^2} = 0.058 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Con: } f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

➤ **Losa superior de hormigón armado**

La losa será de hormigón con una altura de 5 cm y con una armadura de reparto para controlar las fisuras de  $\phi 6$  espaciadas cada 25 cm.

**FIGURA 27.- Geometría de la losa alivianada**



➤ **Acciones de carga considerada sobre la losa alivianada**

Resumen de cargas consideradas sobre la losa aliviada (Del Anexo A - 4 del presente proyecto):

Peso por entre piso =  $130 \text{ kg/m}^2$

Peso propio de la losa =  $250 \text{ kg/m}^2$

Sobrecarga viva =  $100 \text{ kg/m}^2$

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas:  $L = 4.75 \text{ m}$

Separación entre viguetas =  $50 \text{ cm}$ .

### **Verificación de la viga pretensada**

Esta verificación se la realizará empleando la normativa ACI 318-2005 (American Concrete Institute) empleando el método ASD (Allowable Stress Design - Método de los esfuerzos admisibles), dado que la normativa CBH-87 no contempla elementos de hormigón pretensado.

### **Propiedades de los materiales:**

Resistencia característica del hormigón a compresión “ $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ ”

Resistencia del hormigón a compresión en el momento del pretensado “ $f_{ci}=245 \text{ kg/cm}^2$ ”

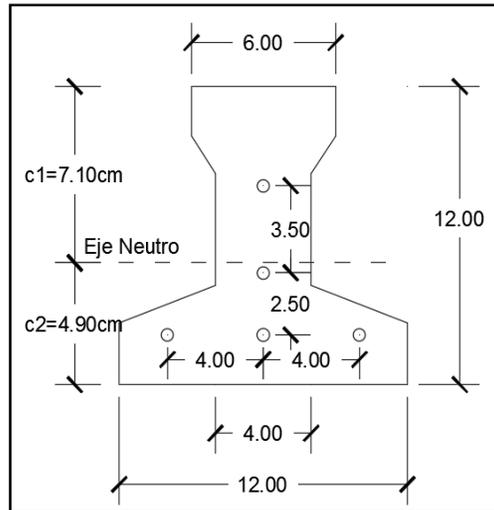
Resistencia característica a tracción del acero de pretensado “ $f_{pu}=18000 \text{ kg/cm}^2$ ”

Luz de la viga “ $L=4,75 \text{ m}$ ”

Se debe hacer la verificación para 2 estadios de diseño, los cuales son los siguientes:

#### **1) Estadio 2 (Tiempo cero $t=0$ )**

**FIGURA 28.- Sección transversal de la vigueta**



**Fuente:** Elaboración Propia

➤ Propiedades geométricas:

Área=  $A_o = 79.50 \text{ cm}^2$

Inercia=  $I_o = 1115.46 \text{ cm}^4$

Brazo mecánico inferior=  $c_{20} = 4.90 \text{ cm}$

Brazo mecánico superior=  $c_{10} = 7.10 \text{ cm}$

Excentricidad=  $e_o = 1.20 \text{ cm}''$

➤ Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero

$$f_{ti} = 0.80 \times \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 \times \sqrt{245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero

$$f_{ci} = 0.60 \times f'_{ci} = 0.60 \times 245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

➤ Momentos actuantes:

Momento de peso propio

$$q_o = \gamma c \times A = 2400 \frac{kg}{m^3} \times 0.00795 m^2 = 19.08 kg/m$$

$$M_o = \frac{q_o \times L^2}{8} = \frac{19.08 \frac{kg}{m} \times (4.75m)^2}{8} = 53.8116 kg \times m = 5381.16 kg \times cm$$

La fuerza de pretensado viene dada por:

El esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión es:

$$f_{ps} = 0.74 \times f_{pu} = 0.74 \times 18000 kg/cm^2 = 13320 kg/cm^2$$

El área de acero de pretensado es:

$$A_{ps} = n \times A_{\phi 4} = 5 \times \frac{\pi \times (0.4cm)^2}{4} = 0.63 cm^2$$

La fuerza de pretensado inicial en centro luz, asumiendo un 10% de pérdidas instantáneas es:

$$P_o = f_{ps} \times A_{ps} \times 0.9 = 13320 \frac{kg}{cm^2} \times 0.63 cm^2 \times 0.9 = 7552.44 kg$$

La fuerza de pretensado final en centro luz, asumiendo un 20% de pérdidas diferidas adicionales a las instantáneas es:

$$P_f = f_{ps} \times A_{ps} \times 0.8 = 13320 \frac{kg}{cm^2} \times 0.63 cm^2 \times 0.8 = 6713.28 kg$$

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_o \times c_{10}}{I_o} + \frac{P_o \times e_o \times c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$\frac{-5381.16 \times 7.10}{1115.46} + \frac{7552.44 \times 1.20 \times 7.10}{1115.46} - \frac{7552.44}{79.50} \leq 12.52 \frac{kg}{cm^2}$$

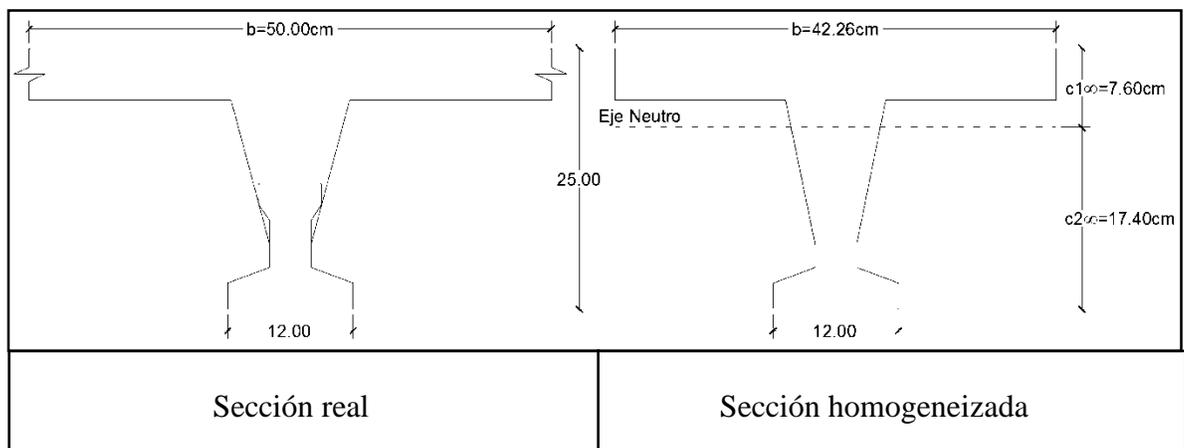
$$-71.56 \frac{kg}{cm^2} \leq 12.52 \frac{kg}{cm^2} (ok)$$

Para la fibra comprimida tenemos:

$$\begin{aligned}
 & + \frac{M_o \times c_{20}}{I_o} - \frac{P_o \times e_o \times c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci} \\
 & \frac{5381.16 \times 4.90}{1115.46} - \frac{7552.44 \times 1.20 \times 4.90}{1115.46} - \frac{7552.44}{79.50} \geq -147 \frac{kg}{cm^2} \\
 & -111.17 \frac{kg}{cm^2} \geq -147 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok)}
 \end{aligned}$$

## 2) Estado 4 (Tiempo infinito $t=\infty$ )

**FIGURA 29.- Sección real y homogeneizada**



**Fuente:** Elaboración Propia

Para homogeneizar la sección, se emplea la relación entre los módulos de deformación longitudinal correspondiente a cada tipo de hormigón.

$$n = \frac{E_{25}}{E_{35}} = \frac{15200 \times \sqrt{250}}{15200 \times \sqrt{350}} = 0.845$$

$$b_h = b \times n = 50cm \times 0.845 = 42.26cm$$

➤ Propiedades geométricas:

Área=  $A_\infty = 355.66 \text{ cm}^2$

Inercia =  $I_\infty = 20009.21 \text{ cm}^4$

Brazo mecánico inferior=  $c_{2\infty} = 13.92 \text{ cm}$

Brazo mecánico superior=  $c_{1\infty} = 6.08 \text{ cm}$

Excentricidad=  $e_{\infty} = 13.7 \text{ cm}$

➤ Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito

$$f_{ts} = 1.6 \times \sqrt{f'_c} = 1.6 \times \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 29.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito

$$f_{cs} = 0.45 \times f'_c = 0.45 \times 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 157.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

➤ Momentos actuantes:

Momento de peso propio

$$q_0 = \gamma_c \times A = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.036 \text{ m}^2 = 86.40 \text{ kg/m}$$

$$M_0 = \frac{q_0 \times L^2}{8} = \frac{86.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (4.75\text{m})^2}{8} = 243.675 \text{ kg} \times \text{m} = 24367.50 \text{ kg} \times \text{cm}$$

Momento debido a la carga muerta no estructural

$$q_d = q_d' \times c = 130 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 0.50\text{m} = 65 \text{ kg/m}$$

$$M_d = \frac{q_d \times L^2}{8} = \frac{65 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (4.75\text{m})^2}{8} = 183.3203 \text{ kg} \times \text{m} = 18332.03 \text{ kg} \times \text{cm}$$

Momento debido a la carga viva

$$q_l = q_l' \times c = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 0.50\text{m} = 50 \text{ kg/m}$$

$$M_l = \frac{q_l \times L^2}{8} = \frac{50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (4.75\text{m})^2}{8} = 141.016 \text{ kg} \times \text{m} = 14101.56 \text{ kg} \times \text{cm}$$

Momento total

$$M_t = M_0 + M_d + M_l = 24367.50 + 18332.03 + 14101.56 = 56801.09 \text{ kg} \times \text{cm}$$

Se realiza la verificación de esfuerzos, para la fibra comprimida tenemos:

$$-\frac{M_T \times c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_f \times e_\infty \times c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$-\frac{56801.09 \times 6.08}{20009.21} + \frac{6713.28 \times 13.70 \times 6.08}{20009.21} - \frac{6713.28}{355.66} \geq -157.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-8.19 \frac{kg}{cm^2} \geq -157.50 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok, para la seccion homogeneizada)}$$

El esfuerzo máximo de compresión en el hormigón de la carpeta de compresión (H25), viene dado por:

$$\sigma_c = -8.19 \frac{kg}{cm^2} \times n = -8.19 \frac{kg}{cm^2} \times 0.845 = -6.92 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito, para la carpeta de compresión (H25) es:

$$f_{cs} = 0.45 \times f'_c = 0.45 \times 250 \frac{kg}{cm^2} = 112.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-6.92 \frac{kg}{cm^2} \geq -112.50 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok,)}$$

Para la fibra traccionada tenemos

$$+\frac{M_T \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f \times e_\infty \times c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

$$\frac{56801.09 \times 13.92}{20009.21} - \frac{6713.28 \times 13.70 \times 13.92}{20009.21} - \frac{6713.28}{355.66} \leq 29.93 \frac{kg}{cm^2}$$

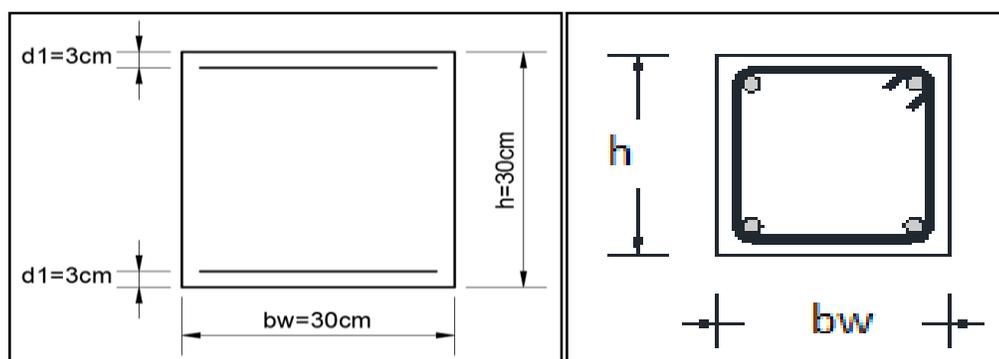
$$-43.34 \frac{kg}{cm^2} \leq 29.93 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok)}$$

### 3.6.2.2.- Verificación de pilar

Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos pésimos (mayorados), correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.

Se realizará el análisis para la “columna P37” dado que es el elemento más solicitado de la estructura, el cual presenta tres tramos (2,3 y 2,88 metros de altura).

**FIGURA 30.- Sección de la columna “P 37”**



**Fuente:** Elaboración Propia

De la geometría de la pieza, se tienen los siguientes datos:

Se tienen 3 tramos todos de sección constante:

Ancho del alma “b” = 30 cm

Altura de la pieza “h” = 30 cm

Recubrimiento “d1” y “d2” = 3 cm

#### **El tramo N°2 (Forjado 2 –Forjado 1)**

Longitud de la pieza “l” = 288 cm

Normal de cálculo “Nd” = 40850 kg

Momentos de cálculo

$$“M_{d_{x,sup}}” = 8920 \text{ kg x m}$$

$$“M_{d_{x,inf}}” = 3520 \text{ kg x m}$$

$$\text{“Md}_{y.\text{sup}}\text{”} = 250 \text{ kg x m}$$

$$\text{“Md}_{y.\text{inf}}\text{”} = 210 \text{ kg x m}$$

➤ Resistencias de cálculo de los materiales

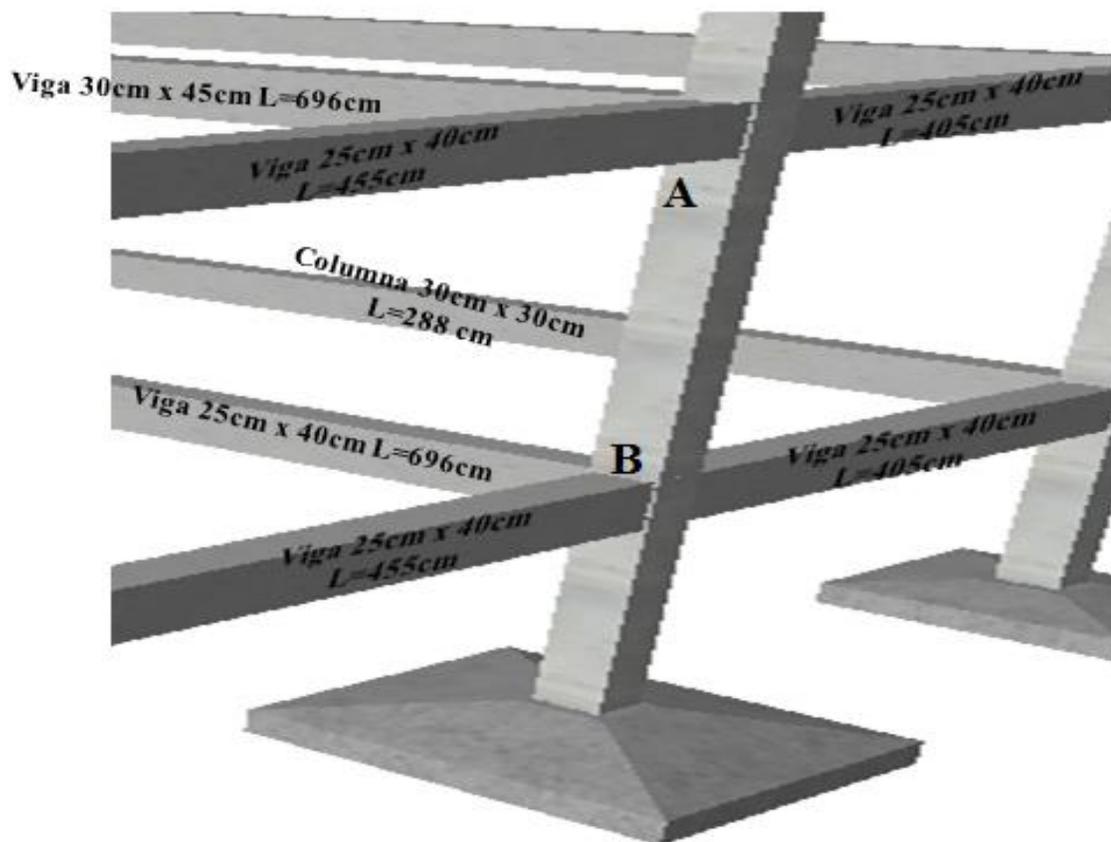
$$f_{cd} = 0.9 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.9 \times \frac{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 150.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

**Cálculo del coeficiente de pandeo:**

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ columnas De todas las columnas que concurren en A}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas De todas las vigas que concurren en A}}; \quad (\text{igual para } \Psi_B)$$

**FIGURA 31.- Nudos de la columna “37”**



**Fuente:** Elaboración Propia

**Dirección X:**

$$\Psi_A = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{288} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{288}}{\frac{\frac{40 \times 25^3}{12}}{405} + \frac{\frac{40 \times 25^3}{12}}{455} + \frac{\frac{45^3 \times 30}{12}}{696}} = 0.82$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{288} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{288}}{\frac{\frac{40 \times 25^3}{12}}{405} + \frac{\frac{40 \times 25^3}{12}}{455} + \frac{\frac{45^3 \times 30}{12}}{696}} = 1.00$$

**Dirección Y:**

$$\Psi_A = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{288} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{288}}{\frac{\frac{25 \times 40^3}{12}}{405} + \frac{\frac{40^3 \times 25}{12}}{455} + \frac{\frac{30^3 \times 45}{12}}{696}} = 0.61$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{288} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{288}}{\frac{\frac{25 \times 40^3}{12}}{405} + \frac{\frac{40^3 \times 25}{12}}{455} + \frac{\frac{30^3 \times 45}{12}}{696}} = 0.74$$

Coefficiente de pandeo para el caso más desfavorable (ocurre en la dirección “X”), “ $\alpha$ ” = 1,28 (Cap. 2 Tabla 15)

**Eslbeltez de la pieza:**

$$\lambda_g = \frac{l \times \alpha}{h} = \frac{288 \text{ cm} \times 1.28}{30 \text{ cm}} = 12.29$$

Como  $\lambda_g$  es mayor que 10, se tiene que tomar en cuenta los efectos de segundo orden.

**Excentricidades de cálculo:**

➤ Excentricidad mínima accidental

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{30 \text{ cm}}{20} = 1.5 \text{ cm (Adopto 2cm minimo)}$$

- Excentricidad de primer orden. - Debido a que la estructura es menor a 15 plantas, se la puede considerar como intraslacional, de acuerdo al capítulo 8.3.4. de la Norma CBH-87.

$$e_{oxs} = \frac{Md_{x.s}}{N_d} = \frac{892000 \text{ kg x cm}}{40850 \text{ kg}} = 21.836 \text{ cm}$$

$$e_{oxi} = \frac{Md_{x.i}}{N_d} = \frac{352000 \text{ kg x cm}}{40850 \text{ kg}} = 8.617 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = 0.6 \times e_2 + 0.4 \times e_1 = 0.6 \times 21.836 + 0.4 \times 8.617 = 16.545 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = 0.4 \times e_2 = 0.4 \times 21.836 = 8.732 \text{ cm}$$

Por tanto, se asume el mayor:

$$e_{ox} = 16.545 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_{oys} = \frac{Md_{y.s}}{N_d} = \frac{25000 \text{ kg x cm}}{40850 \text{ kg}} = 0.612 \text{ cm}$$

$$e_{oyi} = \frac{Md_{y.i}}{N_d} = \frac{21000 \text{ kg x cm}}{40850 \text{ kg}} = 0.514 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = 0.6 \times e_2 + 0.4 \times e_1 = 0.6 \times 0.612 + 0.4 \times 0.514 = 0.573 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = 0.4 \times e_2 = 0.4 \times 0.612 = 0.245 \text{ cm}$$

Por tanto, se asume el mayor:

$$e_{oy} = 0.573 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

Se tomara:

$$e_{oy} = 2 \text{ cm}$$

- Excentricidad ficticia, equivalente a efectos de segundo orden

$$e_a = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \times \frac{h + 20 \times e_o}{h + 10 \times e_o} \times \frac{l_o^2}{h} \times 10^{-4} =$$

$$e_{ax} = \left( 3 + \frac{4347.83}{3500} \right) \times \frac{30 + (20 \times 16.545)}{30 + (10 \times 16.545)} \times \frac{368.64^2}{30} \times 10^{-4} = 3.548 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \left( 3 + \frac{4347.83}{3500} \right) \times \frac{30 + (20 \times 2)}{30 + (10 \times 2)} \times \frac{368.64^2}{30} \times 10^{-4} = 2.690 \text{ cm}$$

- Excentricidad total

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{ax} = 16.545 \text{ cm} + 3.548 \text{ cm} = 20.093 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_{ay} = 2 \text{ cm} + 2.690 \text{ cm} = 4.69 \text{ cm}$$

### Diseño a flexión esviada:

- Capacidad mecánica del hormigón

$$U = f_{cd} \times b \times h = 150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 135000.00 \text{ kg}$$

- Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{40850 \text{ kg}}{135000 \text{ kg}} = 0.302$$

$$\mu_x = \frac{N_d \times e_{fx}}{U_c \times h} = \frac{40850 \text{ kg} \times 20.093 \text{ cm}}{135000 \text{ kg} \times 30 \text{ cm}} = 0.203 \quad (\mu_2)$$

$$\mu_y = \frac{N_d \times e_{fy}}{U_c \times h} = \frac{40850 \text{ kg} \times 4.69 \text{ cm}}{135000 \text{ kg} \times 30 \text{ cm}} = 0.05 \quad (\mu_1)$$

- Dado que no hay un nivel de compresión igual a “v = 0.302” se lo asumirá como nivel v = 0.40 del diagrama en roseta .

Para v = 0.302 , w = 0.28

- La capacidad mecánica de la armadura es:

$$U_{tot} = w * U_c = 0.28 \times 135000 \text{ kg} = 37800 \text{ kg}$$

- El área de acero calculada es:

$$A_s = \frac{U_{tot}}{f_{yd}} = \frac{37800 \text{ kg}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8.694 \text{ cm}^2$$

- El área de acero mínima es:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{5}{1000} \times b \times h = \frac{5}{1000} \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 4.50 \text{ cm}^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_s = 8.694 \text{ cm}^2$$

- El número de barras, empleando barras de 12 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 12}} = \frac{8.694 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 4.322 = (5 \text{ barras})$$

Para este caso nos resultaron 5 barras de 16 mm de diámetro, por mantener la simetría de las armaduras:

**Se adopta 6 Ø 12 mm**

- Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas Ø 6 distanciados a el menor entre:
  - a) 30 cm
  - b)  $0.85 \times d = 0.85 \times 27 \text{ cm} = 22.95 \text{ cm}$
  - c)  $15 \times \emptyset$  de la barra longitudinal más delgada =  $15 \times 1.6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

Por tanto, se los dispondrá cada 20 cm.

### El tramo N°3 (Forjado 1 – Cimentación)

Longitud de la pieza      “l” = 200 cm

Normal de cálculo      “Nd” = 66390.00 kg

- Resistencias de cálculo de los materiales

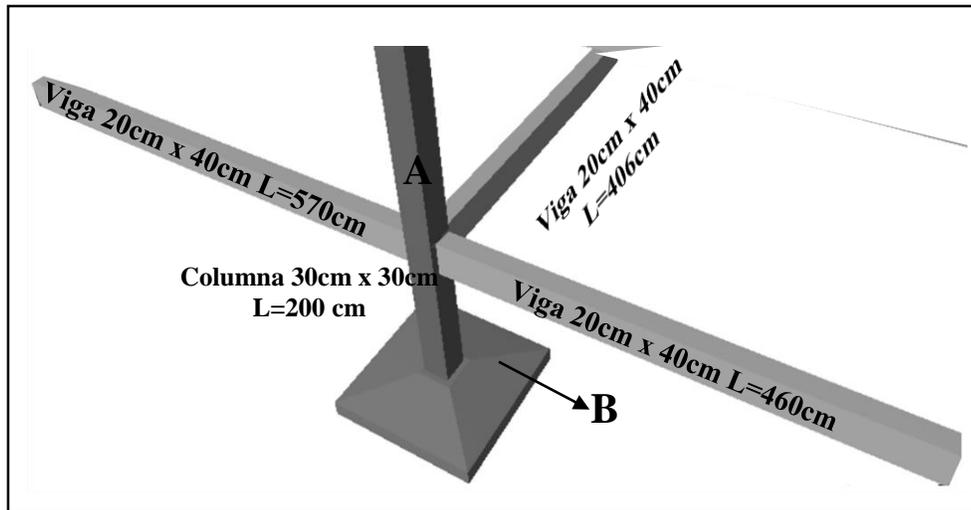
$$f_{cd} = \frac{0.90 \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.90 \times 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 150.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Cálculo del coeficiente de pandeo

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ columnas } \text{ De todas las columnas que concurren en A}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas } \text{ De todas las vigas que concurren en A}}; \quad (\text{igual para } \Psi_B)$$

FIGURA 32.- Nudos de la columna "P 37"



Fuente: Elaboración Propia.

Dirección X:

$$\Psi_A = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12} + \frac{30 \times 30^3}{200}}{\frac{40 \times 25^3}{12} + \frac{40 \times 25^3}{455} + \frac{40^3 \times 25}{696}} = 1.316$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{0,00} = 0,00$$

Dirección Y:

$$\Psi_A = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12} + \frac{30 \times 30^3}{200}}{\frac{25 \times 40^3}{12} + \frac{25^3 \times 40}{455} + \frac{25^3 \times 40}{696}} = 0.82$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{0,00} = 0,00$$

Coefficiente de pandeo para el caso más desfavorable (ocurre en la dirección “X”), “ $\alpha$ ” = 1.19 (De la tabla 15)

- Esbeltez de la pieza

$$\lambda_g = \frac{l \times \alpha}{h} = \frac{200 \text{ cm} \times 1.19}{30 \text{ cm}} = 7.93$$

Como  $\lambda_g$  es menor que 10, se trata de una pieza corta donde se pueden despreciar los efectos de segundo orden y no hace falta realizar ninguna comprobación a pandeo.

- Coeficiente de mayoración de las cargas

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} = \frac{30 + 6}{30} = 1.2$$

- El área de acero calculada es:

$$A_s = \frac{\gamma_n \times N_d - 0.85 \times b \times h \times f_{cd}}{f_{yd}} =$$

$$A_s = \frac{1.2 \times 66390 \text{ kg} - 0.85 \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} \times 150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = -8.069 \text{ cm}^2$$

Dado que el área de acero calculada es negativa, esto significa que la pieza no necesita de armadura, por lo que se dispondrá solamente armadura mínima.

- El área de acero mínima es:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{5}{1000} \times b \times h = \frac{5}{1000} \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 4.50 \text{ cm}^2$$

- El número de barras, empleando barras de 12 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{4.50 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 3.98 \quad (4 \text{ barras})$$

- Se debe usar armadura simétrica, por tanto, se debe de usar 2 Ø 12 cada cara.
- Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas Ø 6 mm distanciados a el menor entre:

a) 30 cm

b)  $0.85 \times d = 0.85 \times 27 \text{ cm} = 22.95 \text{ cm}$

c)  $15 \times \emptyset$  de la barra longitudinal más delgada =  $15 \times 1.6 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$   
 Por tanto, se los dispondrá cada 15 cm.

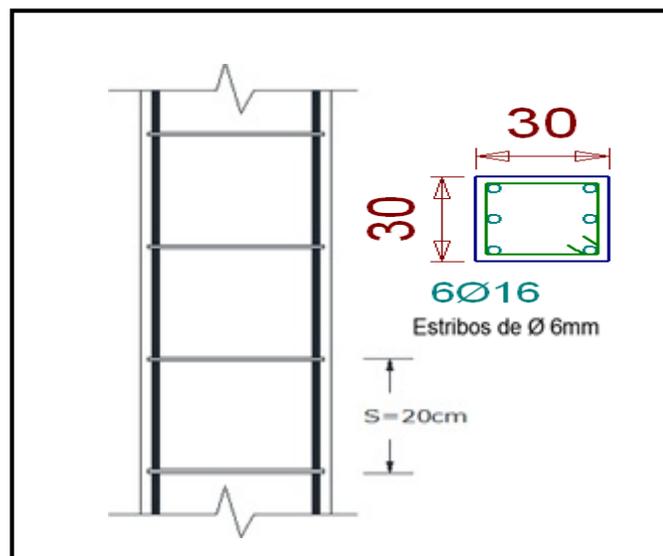
### Resumen de cuantías en la columna

En resumen, la columna “P 37” presenta las siguientes cuantías.

Tramo	Armadura longitudinal total
Forjado N°3 – Forjado N°2	6 $\emptyset$ 16
Forjado N°2 – Forjado N°1	6 $\emptyset$ 16
Forjado N°1 – Cimentación	6 $\emptyset$ 16

Por metodología constructiva en el armado se asume que toda la columna tendrá 6  $\emptyset$  16, empleando estribos cerrados  $\emptyset$  6 mm espaciados cada 20 cm.

**FIGURA 33.- Detalle de armado de la columna “37”**



**Fuente:** Elaboración Propia

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2015 y la verificación manual.

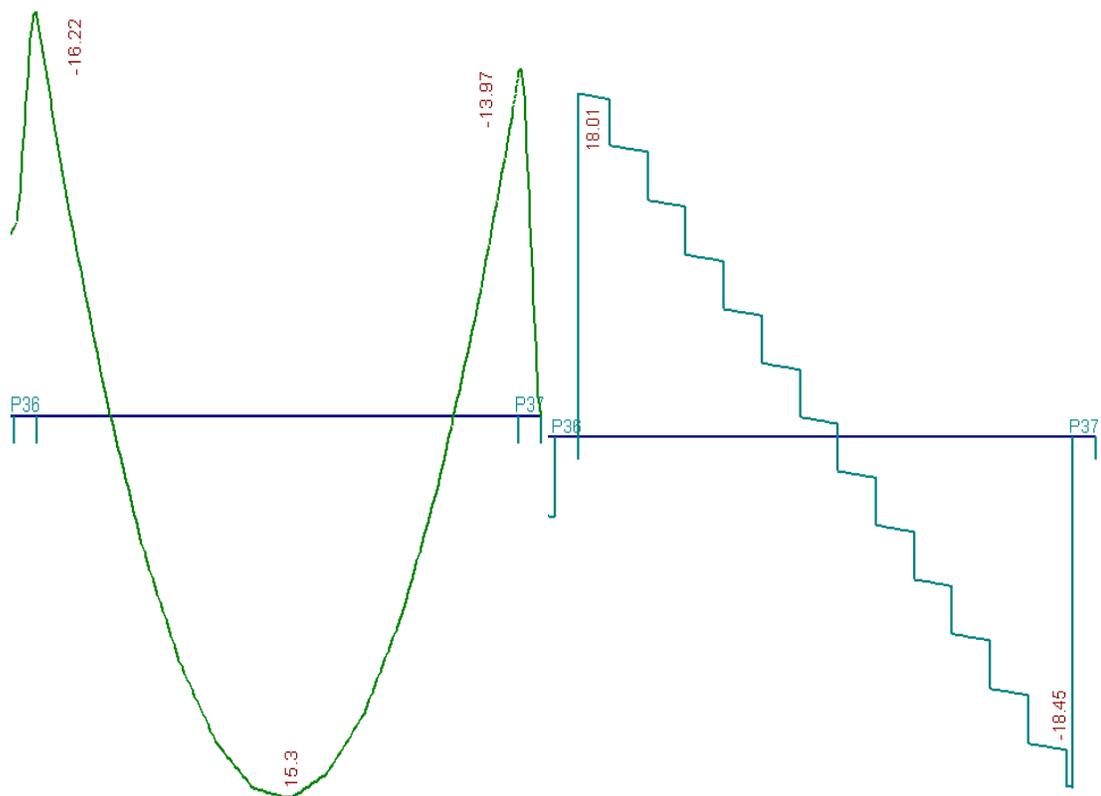
	A. longitudinal	Estribos
CYPECAD 2015	6Ø16	Ø6c/20
VERIFICACIÓN MANUAL	6Ø16	Ø6c/20
% VARIACIÓN	0.00	0.00

### 3.6.2.3.- Verificación de la viga

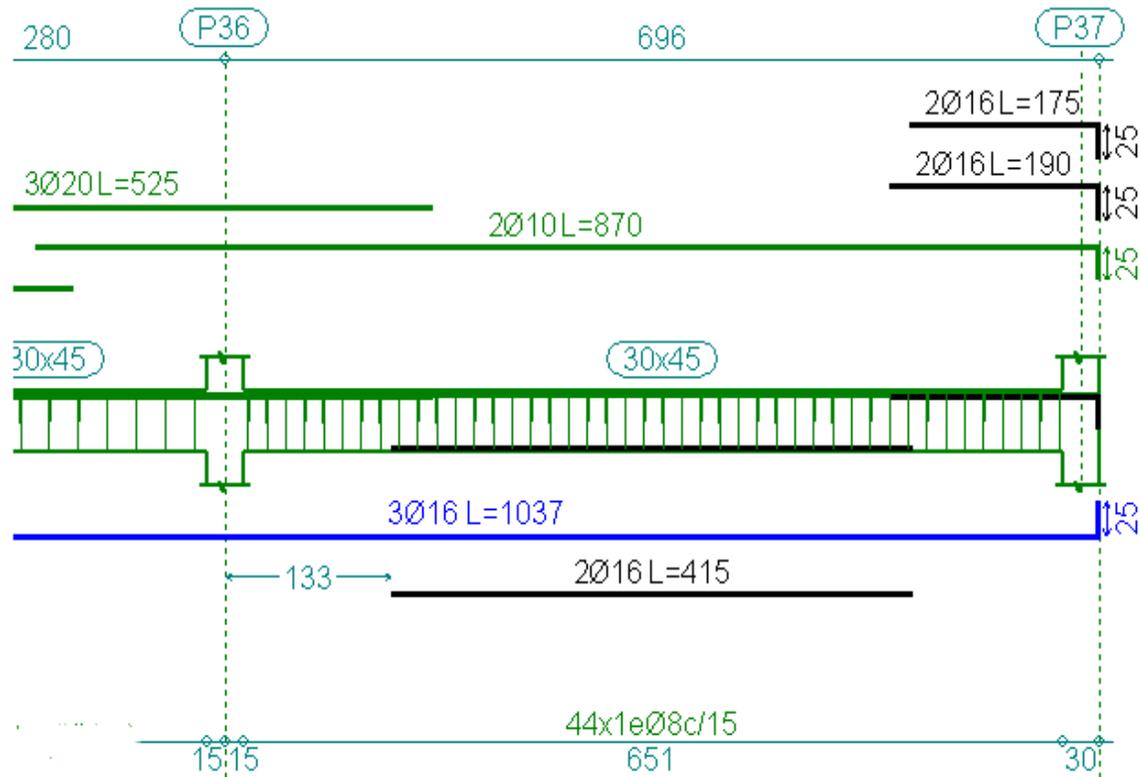
Para la comprobación se eligió la viga N° 43, por ser uno de los elementos más solicitados.

Estos elementos estructurales se encuentran en la planta baja.

**FIGURA 34.- Envoltente de momentos flectores y cortantes**



**FIGURA 35.- Armadura dispuesta sobre la viga (CYPECAD 2015)**



### Análisis de cálculo para el momento positivo

$h=$	45.00 cm	Altura de la viga 43.
$b_w=$	30.00 cm	Ancho de la viga 43.
$d_1=d_2=$	2.00 cm	Recubrimiento de la viga.
$f_{ck}=$	250 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia característica del hormigón a compresión.
$f_{yk}=$	5000 Kg/cm <sup>2</sup>	Límite elástico característico para un acero CA- 50
$\gamma_s=$	1.15	Coefficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero.
$\gamma_c=$	1.50	Coefficiente de seguridad o minoración del límite elástico del hormigón.
X 1-2=	15660 Kg*m	Momento final positivo de la viga 43.

Determinación del momento reducido de cálculo

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

Dónde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1.50} = 166.67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d = h - d_1 = 45 - 2 = 43 \text{ cm}$$

$$M_d = 1566000 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_d = \frac{1566000}{30 * 43^2 * 166.67} = 0.169$$

Entramos a la **tabla 2 del anexo A-5** para un acero CA-50 y obtenemos  $\mu_{\text{lím}}$

$$\mu_{\text{lím}} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{\text{lím}}$  pertenece al dominio 3.

$$0.169 < 0.319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero **Tabla 1 del anexo 5**.

$$W_s = 0.1911$$

$$A_s = W_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8.330 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1.15} = 4347.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.1911 * 30 * 43 * \frac{166.67}{4347.83} = 9.45 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

De la **tabla 3 del anexo 5**  $w_{\text{min}} = 0.0028$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 30 * 43 = 3.612 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área  $A_s = 9.45 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\phi = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = \frac{9.45}{2.01} = 4.70 \text{ barras} \approx 5 \text{ barras}$$

$$A_{s \phi 16} = 5 * 2,01 \text{ cm}^2 = 10.05 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$10.05 \text{ cm}^2 > 9.45 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizara:  $2 \phi 16 + 3 \phi 16$

Separación libre entre armaduras principales.

Adoptando un diámetro para el estribo de  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30 - 5 * 1.6 - 2 * 2}{5 - 1} = 4.5 \text{ cm}$$

**Usar:  $2\phi 16 + 3\phi 16$ , con separaciones entre barras de 4.50 cm**

Verificación de la separación libre entre armaduras principales.

Como la separación mínima entre armaduras principales calculadas es 4,5cm, se verificara si esta cumple con las exigencias de la norma CBH -87, la misma indica lo siguiente:

- 1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores a<sup>14</sup>:

<sup>14</sup> Véase: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 Capitulo 2.2.2. pág. 13

$l = \frac{5}{6}$  de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes

$$l = \frac{5}{6} * s = 3.75$$

El tamaño máximo del árido considerado en vigas es de 1 pulgada (2.54 cm).

$3.75 > 2.54$  siendo satisfactorio

- 2) La distancia horizontal libre entre 2 barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los valores siguientes<sup>15</sup>:
  - 2cm
  - El diámetro de la barra más gruesa → S= 16 mm
  - 1.2 veces el tamaño del árido: S= 3.048
- 3) La compactación del elemento se lo realizara con vibrador de diámetro igual a 1.50 pulgadas o 3.81 cm.

De lo anterior se tiene que la separación libre mínima entre armaduras principales es:

$$S = 3.81 \text{ cm}$$

Dónde:

$4.5 > 3.81$  siendo esto satisfactorio

#### **Análisis de cálculo para el momento negativo.**

$$Md (-) = 1653000 \text{ kg*cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.031$$

$$\mu_d = \frac{1653000}{30 * 45^2 * 166.67} = 0.1788$$

Entonces de la **tabla 2 del anexo A-5** para un acero CA-50:  $\mu_{lim} = 0.319$ .

<sup>15</sup> Véase: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 Capítulo 12.5.3. pág. 235

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión.

$$0.1788 < 0.319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero:

**Tabla 1 del anexo A-5:**  $W_s = 0.2039$

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

$$A_s = 0.2039 * 30 * 43 * \frac{166.67}{4347.83} = 10.08 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

**De la tabla 3 del anexo A-5:**  $W_{smin} = 0.0028$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 0.0028 * 30 * 43 = 3.612 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_{smin} > A_s$

Se escogerá el área  $A_s = 10.08 \text{ cm}^2$

Determinación de las barras de acero:

Para determinar el número de barras se considerarán los siguientes diámetros:  $\phi = 10 \text{ mm}$  y  $\phi = 20 \text{ mm}$  con áreas de:  $A_{s\phi10} = 0,785 \text{ cm}^2$  y  $A_{s\phi12} = 3.14 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 2 \phi 10 + 3 \phi 20$$

$$A_{s\phi10} = 2 * 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\phi12} = 3 * 3.14 \text{ cm}^2 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_s = 10,99 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$10,99 \text{ cm}^2 > 10,08 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se utilizara: 2  $\phi$  10mm + 3  $\phi$  2mm**

### Separación libre entre armaduras principales.

Se adoptara un diámetro mínimo para el estribo de  $\phi = 8\text{mm}$ .

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30 - 2 * 1 - 3 * 2 - 2 * 2}{5 - 1} = 4.5 \text{ cm}$$

**Usar: 2 $\Phi$ 10mm+3 $\Phi$ 20mm, con separaciones entre barras de 4.5 cm**

### Verificación de la separación libre entre armaduras principales.

Como la separación mínima entre armaduras principales calculada es de 4.50 cm, se verificara si esta cumple con las exigencias de la norma CBH-87, la misma que indica lo siguiente:

- 1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores a<sup>16</sup>:

$$l = \frac{5}{6} \text{ de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes}$$

$$l = \frac{5}{6} * s = 3.75$$

El tamaño máximo del árido considerado en vigas es de 1 pulgada (2.54 cm).

$$3.75 > 2.54 \text{ siendo satisfactorio}$$

- 2) La distancia horizontal libre entre 2 barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los valores siguientes<sup>17</sup>:
- 2cm
  - El diámetro de la barra más gruesa → S= 16 mm

<sup>16</sup> Véase: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 Capitulo 2.2.2. pág. 13

<sup>17</sup> Véase: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 Capitulo 12.5.3. pág. 235

- 1.2 veces el tamaño del árido:  $S = 3.048$
- 3) La compactación del elemento se lo realizara con vibrador de diámetro igual a 1.50 pulgadas o 3.81 cm.

De lo anterior se tiene que la separación libre mínima entre armaduras principales es:

$$S = 3.81 \text{ cm}$$

Dónde:

$$4.5 > 3.81 \text{ siendo esto satisfactorio}$$

### **Análisis de cálculo para la cortante.**

$$Vd = 18220 \text{ Kg}$$

$$fcd = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$fyd = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$bw = 30 \text{ cm}$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1.6$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 45 - 2 = 43 \text{ cm}$$

### **Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón:**

$$v_{cu} = 0,5 * \sqrt{fcd} * bw * d$$

$$v_{cu} = 0,5 * \sqrt{166.67} * 30 * 43 = 8326.997 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

**Caso N°1**

$$Vd \leq V_{cu}$$

$$Vd = 18220 \text{ Kg}$$

$$18220 \leq 8326.997 \text{ No cumple}$$

**Caso N°2**

$$V_{cu} \leq Vd \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$$

$$V_{ou} = 0,30 * 166.67 * 43 * 30 = 64501.29 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < Vd < V_{ou}$$

$$8326.997 < 18220 < 64501 \quad \text{Si cumple}$$

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

$$V_{su} = 18220 \text{ kg} - 8326.997 \text{ kg} = 9843.003 \text{ kg}$$

$$t = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{9843.003 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 43 \text{ cm} * 4347.83 \text{ kg/cm}^2} = 5.87 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de la armadura mínima

$$A_{smin} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 30 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{166.67}{4347.83} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Se asume el mayor  $A_s=5.87 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal para una pierna será:  $2.935 \text{ cm}^2/\text{m}$

### Se asumirá un $\Phi 8 \text{ mm}$

Se tiene un área  $A=0.503 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ}barras = \frac{A_{s \text{ pierna}}}{A_{\phi 8 \text{ mm}}} = \frac{2.935}{0.503} = 5.83 \approx 6 \text{ barras}$$

$$A_s = N^{\circ}barras * A_{\phi 8 \text{ mm}} = 6 * 0.503 = 3.018 \text{ cm}^2$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{6} = 16.667 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 * d = 0.85 * 43 = 36.55 \end{array} \right\} = 20 \text{ cm}$$

S= 15cm

Entonces el número de barras para este tramo será:

**44  $\Phi 8 \text{ mm}$  c/15 cm**

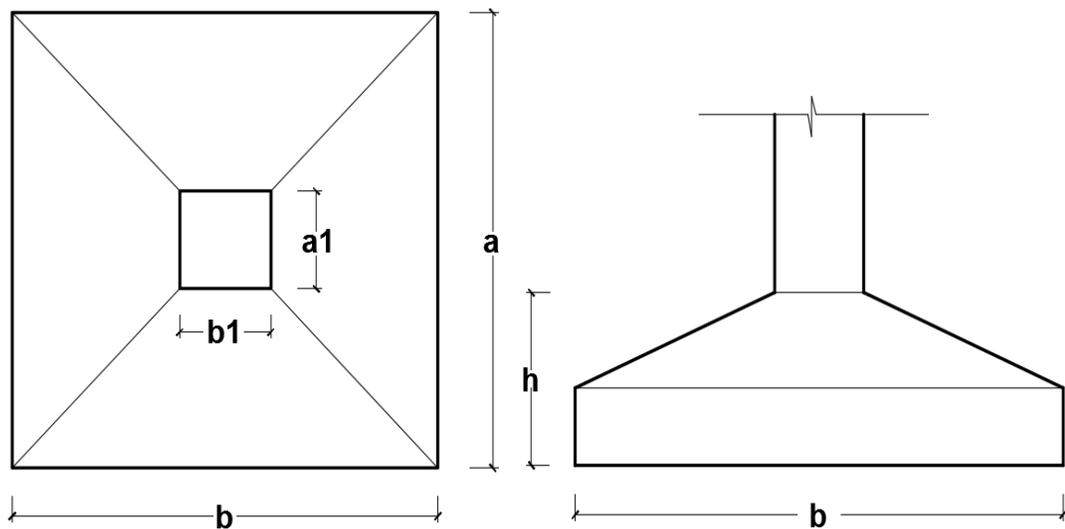
En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2015 y la verificación manual.

	M. positivo	M. negativo	V. cortante
CYPECAD 2015	2Ø16 + 3Ø16	2Ø10 + 3Ø20	44Ø8c/15
VERIFICACIÓN MANUAL	2Ø16 + 3Ø16	2Ø10 + 3Ø20	44Ø8c/15
% VARIACIÓN	0.00	0.00	0.00

#### 3.6.2.4. Verificación de la zapata

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna P22”, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD 2015.

**FIGURA 36.- Geometría de la zapata aislada**



**Fuente: Elaboración Propia**

Datos:

Normal de servicio	$N = 80480 \text{ kg}$
Cortante de servicio	$H_y = Q_y = 70 \text{ kg}$
Cortante de servicio	$H_x = Q_x = -130 \text{ kg}$
Momento	$M'_x = -80 \text{ Kg x m}$
Momento	$M'_y = 40 \text{ Kg x m}$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$$

➤ Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$f_{vd}$  = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

➤ Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10% de “N”)

$$P = 0.10 \times N = 0.10 \times 80480 \text{ kg} = 8048.00 \text{ kg}$$

### Diseño geométrico:

➤ Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{80480 \text{ kg} + 8048 \text{ kg}}{1.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 242.94 \text{ cm (Se adopta 245 cm)}$$

Área adoptada = 245cm x 245cm = 60025 cm<sup>2</sup>.

1º condición: A requerida < A adoptada

$$59018.67 \text{ cm}^2 < 60025.00 \text{ cm}^2$$

- El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por:

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{80480 \text{ kg}}{(245 \text{ cm})^2} = 1.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad 1.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Canto útil mínimo, para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento se tiene:

$$k = \frac{4 \times f_{vd}}{\gamma_f \times \sigma_t} = \frac{4 \times 6.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.6 \times 1.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.05$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_1 \times b_1}{4} + \frac{a \times b}{2k - 1} - \frac{a_1 + b_1}{4}} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 \times 30}{4} + \frac{245 \times 245}{2 \times 12.05 - 1} - \frac{30 + 30}{4}} = 38.14 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2(a - a_1)}{4 + k} = \frac{2 \times (245 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 12.05} = 26.79 \text{ cm}$$

Por tanto, asumo una altura total “h = 45 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r = 5 cm” y un diámetro “Ø = 1.2 cm”

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 45 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1.2 \text{ cm}}{2} = 39.40 \text{ cm}$$

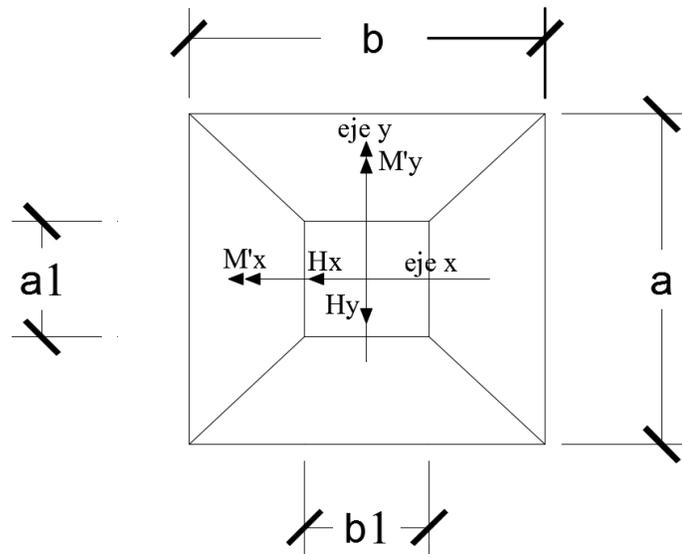
- Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_1}{2} = \frac{245 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{2} = 107.5 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo “v = 107.5 cm” es menor que “2h = 90 cm”, se trata una zapata flexible.

**Acciones en el plano de cimentación:**

**FIGURA 37.- Acciones en el plano de cimentación**



**Fuente: Elaboración Propia**

**a) Axil en el plano de cimentación:**

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

$$P.P_{zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Volumen = 2500 \times (2.45 \times 2.45 \times 0.45) = 6752.81 \text{ kg.}$$

Carga real:  $N_{real} = N_T + PP_{zapata}$

$$N_{real} = 80480 + 6752.81 = 87232.81 \text{ kg.}$$

**b) Momento en el plano de cimentación:**

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

$$M_x = M'_x \pm hQ_y$$

$$M_y = M'_y \pm hQ_x$$

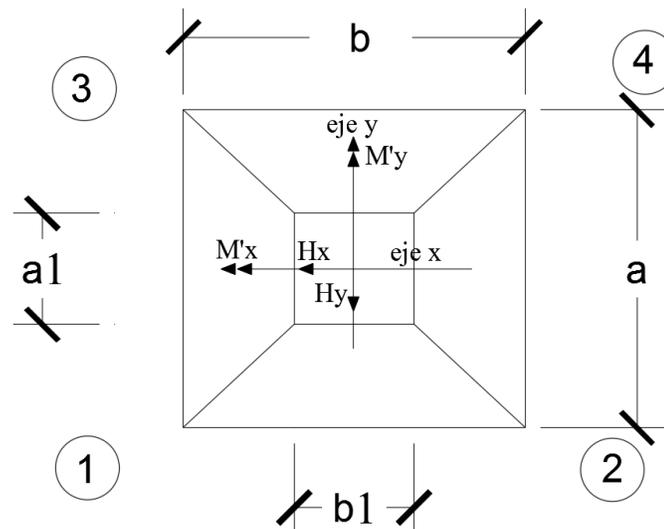
Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el momento, y es negativo si tiene sentido contrario.

$$M_x = -8000 + (45 * 70) = -4850 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = 4000 - (45 * 130) = -1850 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

**Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos:**

**FIGURA 38.- Esfuerzo máximo y mínimo**



**Fuente: Elaboración Propia**

**Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:**

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} \pm \frac{6 \times M_x}{a \times b^2} \pm \frac{6 \times M_y}{b \times a^2}$$

$$\sigma_{1max} = \frac{87232.81}{245 \times 245} - \frac{6 \times 4850}{245 \times 245^2} - \frac{6 \times 1850}{245 \times 245^2} = 1.451 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{2max} = \frac{87232.81}{245 \times 245} - \frac{6 \times 4850}{245 \times 245^2} + \frac{6 \times 1850}{245 \times 245^2} = 1.452 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{3max} = \frac{87232.81}{245 \times 245} + \frac{6 \times 4850}{245 \times 245^2} - \frac{6 \times 1850}{245 \times 245^2} = 1.454 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{4min} = \frac{87232.81}{245 \times 245} + \frac{6 \times 4850}{245 \times 245^2} + \frac{6 \times 1850}{245 \times 245^2} = 1.456 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x.}$$

$$1.50 \text{ kg/cm}^2 > 1.456 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Estable frente al hundimiento}$$

### Verificación al vuelco:

$$\gamma_{Va} = \frac{(N_T + P \cdot P_{zapata}) \times \frac{a}{2}}{M_x} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N_T + P \cdot P_{zapata}) \times \frac{b}{2}}{M_y} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{87232.81 \times \frac{245}{2}}{4850} = 2203.30 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{87232.81 \times \frac{245}{2}}{1850} = 5776.23 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

### Verificación al deslizamiento:

$$A \times C_d \geq V \times \gamma_2 \text{ (Válido solo para arcillas)}$$

$$\frac{245 \text{ cm} \times 245 \text{ cm} \times 0.5 \times 0.73 \frac{kg}{cm^2}}{130 \text{ kg}} \geq 1.5$$

$$168.53 \geq 1.5 \text{ (cumple)}$$

$C_d$ :  $0.5 \cdot c$  = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

$\gamma_2$ : Coeficiente de seguridad al deslizamiento que puede tomarse como 1.5.

### Cálculo de la armadura:

#### Diseño a flexión

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

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

$$M_d = \frac{1.6 \times 80480}{2 \times 245} \times \left( \frac{245 - 30}{2} + 0.15 \times 30 \right)^2$$

$$M_{ad} = 3039431.21 \text{ kg} \times \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{3039431.21 \text{ kg} \times \text{cm}}{245 \text{ cm} \times (39.40 \text{ cm})^2 \times 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.0479$$

- La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu \times (1 + \mu) = 0.0479 \times (1 + 0.0479) = 0.0502$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = w \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0502 \times 245 \text{ cm} \times 39,40 \text{ cm} \times \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} =$$

$$A_s = 18.594 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s,min} = w \times b \times h = 0.0015 \times 245 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} = 16.537 \text{ cm}^2$$

- Por tanto se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 18.594 \text{ cm}^2$$

- Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{18.594 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 16.45 \text{ (17 barras)}$$

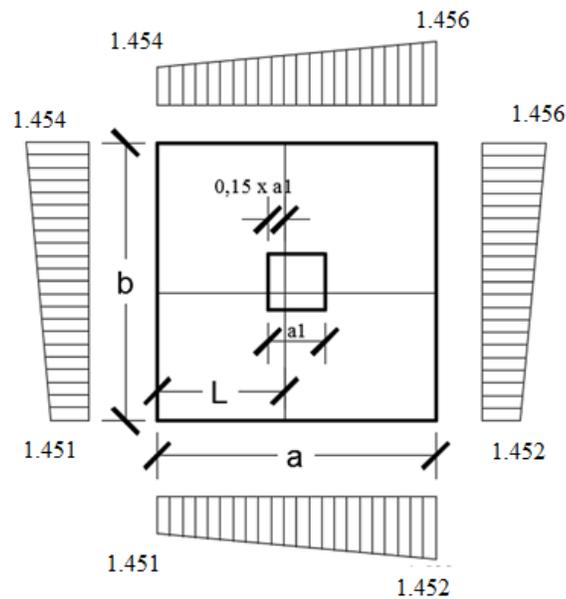
### Verificación al corte y punzonamiento:

Debido a que se empleó las formulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas.

### Verificación de la adherencia:

Se realiza el cálculo de la fuerza cortante para el lado X, debido a que esta dirección es la más solicitada.

**FIGURA 39.- Tensiones actuantes en la Zapata “P 22”**



### Lado X

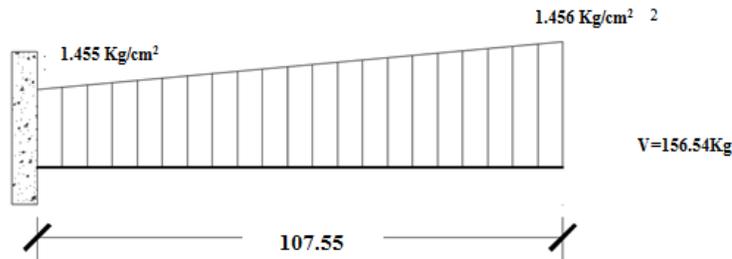
$$L = \frac{a - a1}{2} + 0.15 \times b1 = 107.55$$

$$\sigma_y = \sigma_4 - \frac{L}{b} \times (\sigma_4 - \sigma_3)$$

$$\sigma_x = 1.456 - \frac{107.55}{245} \times (1.456 - 1.454)$$

$$\sigma_x = 1.455 \frac{Kg}{cm^2}$$

**FIGURA 40.- Esquema y respuesta estructural en la zapata “P 22”**



➤ Cortante de diseño:

$$V_d = \gamma_f \times V \times b = 1.6 \times 156.54 \times 245 = 61363.298 \text{ kg}$$

$$\frac{V_d}{0.9 \times d \times n \times \pi \times \phi} \leq k \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\frac{61363.298 \text{ kg}}{0.9 \times 39.40 \text{ cm} \times 17 \times \pi \times 1.2 \text{ cm}} \leq 0.9 \times \sqrt[3]{\left(166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2}$$

$$27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 27.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (cumple)}$$

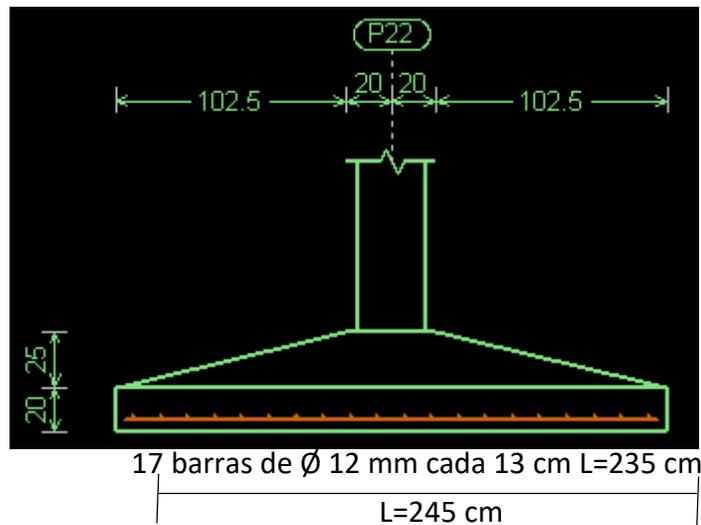
➤ Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b - 2r}{n} = \frac{245 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm}}{12} = 13.82 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

➤ Para ambas direcciones se deberá usar:

**17Ø12 C-13 cm**

**FIGURA 41.- Armado de zapata de la columna “P 22”**



**Fuente:** Elaboración Propia

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2015 y la verificación manual.

	A. flexión
CYPECAD 2015	$\varnothing 12c/12$
VERIFICACIÓN MANUAL	$\varnothing 12c/13$
% VARIACIÓN	15%

### 3.6.2.5.- Verificación de la escalera

A continuación, se muestra el cálculo de una escalera de hormigón armado, la cual presenta dos tramos (tiros) y un descanso (meseta).

#### Diseño geométrico:

Se tiene un desnivel a salvar  $z = 300$  cm

La huella mínima es 25 cm, por lo que se adoptara  $h = 29$  cm

La contrahuella será  $c = 17$  cm

- Según Neufert se debe cumplir al menos una de las siguientes condiciones:

$$h + 2c = 61 \text{ a } 64 \text{ cm} = 30 \text{ cm} + 2 \times 18 \text{ cm} = 66 \text{ cm}$$

$$h - c = 12 \text{ cm} = 30 \text{ cm} - 18 \text{ cm} = 12 \text{ cm (ok)}$$

- El número de peldaños (escalones) es:

$$n_e = \frac{z}{c} = \frac{288 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 16$$

- El ancho de los escalones (ámbito) debe ser como mínimo 120 cm en edificios por lo que se adopta  $a = 160 \text{ cm}$ .

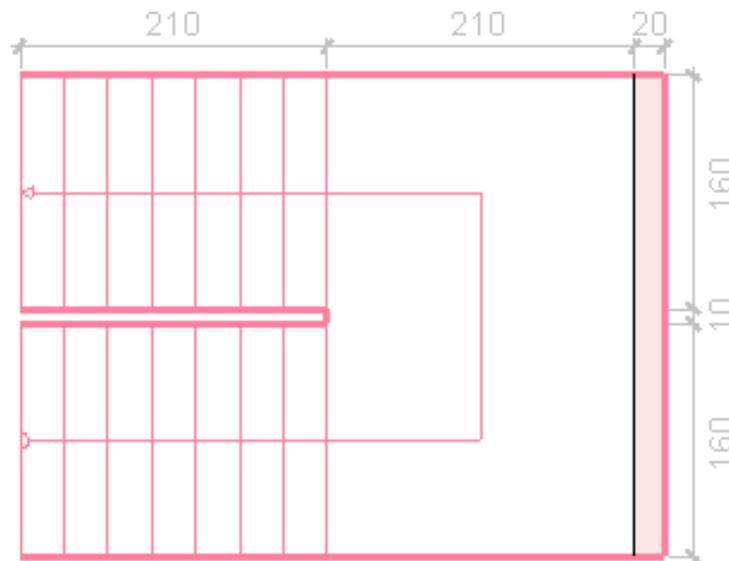
- El espesor de la losa viene dado por la siguiente expresión:

$$h_f = \frac{L}{20} = \frac{210 \text{ cm}}{20} = 10.50 \text{ cm (Asumo } 15 \text{ cm)}$$

- La pendiente de la escalera viene dada por:

$$m = \frac{c}{h} = \frac{18 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0.6 \quad \alpha = \arctg(m) = 30.96^\circ$$

**FIGURA 42.- Vista en planta escalera**



Huella: 0.300 m  
 Contrahuella: 0.180 m  
 N° de escalones: 16  
 Desnivel que salva: 2.88 m

**Fuente:** CYPECAD 2015

- Se tienen las siguientes cargas actuantes, dependiendo si estamos analizando el tiro o la meseta.

a) Para los tiros tenemos:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma \times hf = 2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.15m = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$\frac{g}{\cos\alpha} = \frac{375 \frac{kg}{m^2}}{\cos(30.96)} = 437.30 \frac{kg}{m^2}$$

Peso propio de los peldaños por unidad de área:

$$g_1 = \frac{\gamma \times c}{2} = \frac{2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.18m}{2} = 225 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado  $g_2 = 100 \text{ kg/m}^2$

Sobrecarga de uso  $q = 300 \text{ kg/m}^2$

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_1 + g_2 = 437.30 + 225 + 100 = 762.30 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 300.00 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f * (g_t + q_t) = 1.6 \times (762.30 + 300) = 1699.68 \frac{kg}{m^2}$$

b) En los descansos (mesetas) actuaran las siguientes cargas:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma \times hf = 2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.15m = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado  $g_2 = 100kg/m^2$

Sobrecarga de uso  $q=300kg/m^2$

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_2 = 375 + 100 = 475.00 \frac{kg}{m^2}$$

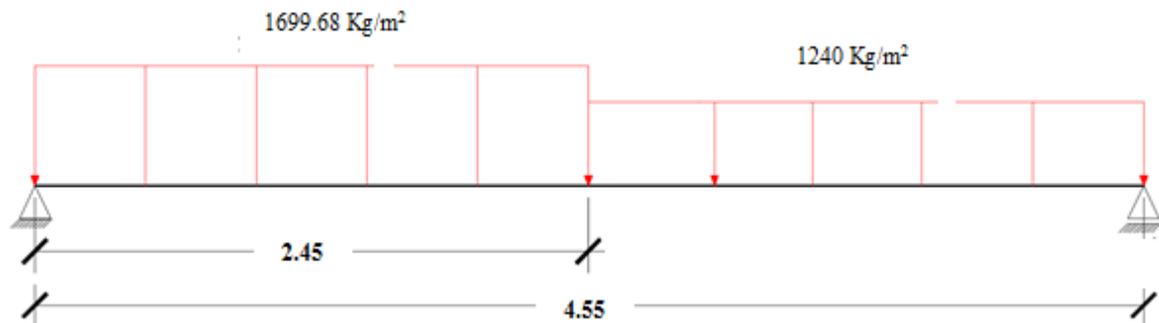
La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 300.00 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f \times (q_t + g_t) = 1.6 \times (475 + 300) = 1240.00 \frac{kg}{m^2}$$

**FIGURA 43.- Esquema estructural**



**Fuente:** Elaboración Propia

- Del paquete obtenemos la envolvente de diseño con los siguientes resultados.

$$M_d = 3906.25 \text{ kg} \times \text{m/m}$$

### Diseño a flexión

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura efectiva

$$d = h - d_1 = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

- Determinación del momento reducido de cálculo

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

Dónde:

Md= 390625 Kgx cm/m

$$\mu_d = \frac{390625}{100 \times 13^2 \times 166.67} = 0.139$$

Entramos a la **tabla 2 del anexo A-5** para un acero CA-50 y obtenemos  $\mu_{\text{lím}}$

$$\mu_{\text{lím}} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{\text{lím}}$  Pertenece al dominio 3

$$0.139 < 0.319$$

- Determinación de la cuantía mecánica del acero

**Tabla 1 del anexo A-5**

$$W_s = 0.1534$$

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

$$A_s = 0.1534 \times 100 \times 13 \times \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 7.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Determinación del área mínima de acero

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

De la **tabla 3 del anexo A-5**  $W_{s\ min} = 0.0015$

$$A_{s\ min} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

<b>Valor Adoptado = 7.64 cm<sup>2</sup>/m</b>
---

- Determinación del número de barras de acero

$$\phi 10 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2} = \frac{4 * 7.64}{\pi * 1.0^2} = 9.72 \text{ (10 barras)}$$

<b>Adoptamos = 10φ10 /m</b>
-----------------------------

Con un área igual a 7.85 cm<sup>2</sup> /m

Dónde:

$$7.85 > 7.64 \text{ cm}^2 \quad \% \text{ de incremento } 2.75 \%$$

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \phi}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (10 \times 1.0)}{10 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

<b>Use Ø10 C-10 cm (Para el acero positivo)</b>
---

- Para el acero negativo se adopta el 25% de la cuantía del acero positivo

$$A_s = \frac{25}{100} \times A_s = \frac{25}{100} \times \frac{7.64 \text{ cm}^2}{m} = 1.91 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del área mínima de acero

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

De la **tabla 3 del anexo A-5**

$$W_{s \text{ min}} = 0.0015$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas.

Valor Adoptado = 2.25 cm <sup>2</sup> /m
--

- El número de barras para armaduras de 8 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 8}} = \frac{2.25}{0.503} = 4.47 \text{ (5 barras)}$$

- Separación entre barras

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \emptyset}{\# \text{ esp}} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (5 \times 0.8)}{5 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$24 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

**Use Ø8 C-20 cm (Para el acero negativo)**

- Se debe disponer una armadura transversal de reparto igual al 25% de la armadura longitudinal principal.

$$A_{st} = \frac{25}{100} \times A_s = \frac{25}{100} \times \frac{7.64 \text{ cm}^2}{m} = 1.91 \text{ cm}^2/m$$

- Determinación del área mínima de acero

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

De la **tabla 3 del anexo A-5**  $W_{s\min} = 0.0015$

$$A_{s\min} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_{s\min} = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

Valor Adoptado = 2.25 cm <sup>2</sup> /m
--

➤ El número de barras para armaduras de 8 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 8}} = \frac{2.25}{0.503} = 4.47 \text{ (5 barras)}$$

➤ Separación entre barras

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \emptyset}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (5 \times 0.8)}{5 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$24 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

**Use Ø8 C-15 cm (Para el acero transversal)**

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2015 y la verificación manual.

	A. longitudinal inferior	A. longitudinal superior	A. transversal
CYPECAD 2015	Ø10c/10	Ø8c/20	Ø8c/20

VERIFICACIÓN MANUAL	Ø10c/10	Ø8c/20	Ø8c/20
% VARIACIÓN	0.00	0.00	0.00

### 3.7. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

1.- Adquisición – provisión de materiales.

2.-Instalación de faenas (en emplazamiento del proyecto).

- Desbroce, explanación y limpieza.
- Cercado del predio.
- Acometidas e instalaciones de servicio.
- Obrador taller y depósito.
- Movilizaciones y desmovilizaciones.

3.-Replanteo general (Preliminar).

- Trazado y replanteo.

4.-Excavaciones.

- Excavación con maquinaria para zapatas.
- Excavación manual de cimientos.

5.- Construcción de zapatas.

- Armado, vaciado y compactado de hormigones.
- Desencofrado y curado de hormigones.

6.- Construcción de cimientos.

- Armado, vaciado y compactado de hormigones.
- Relleno y compactado del suelo.
- Protección contra la humedad.

7.- Encofrado, armado y vaciado de la estructura de sustentación de la edificación.

- Encofrado, colocado de la armadura.
- Vaciado y compactado de hormigones.

- Desencofrado de hormigones.

#### 8.- Ejecución de las obras complementarias

- Encofrado, armado y vaciado de escaleras (Gradas)
- Encofrado y vaciado de la vereda de hormigón
- Desencofrado y curado del hormigón

#### 9.- Ejecución de muros de cerramiento

- Mampostería de cerámica
- Mampostería de fábrica

#### 10.- Ejecución de carpintería de madera o metálica (Marcos para puertas y ventanas)

- Marcos para puertas y ventanas.

#### 11.- Ejecución obra fina (acabados).

- Revoque exterior.
- Revoque interior.
- Colocado de puertas y ventanas.
- Quincallería, vidrios ventanas.
- Pinturas.

#### 12.- Limpieza.

- Retiro de escombros.
- Pulimientos.

#### 14.- Entrega de obra.

- Provisional.
- Ejecución de obras correctivas.
- Definitiva.

### **3.7.1. Especificaciones técnicas**

En las especificaciones técnicas se tiene 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-2**.

### **3.6.3. Cómputos métricos**

El análisis de los precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el **anexo A-6**.

### **3.6.3. Precios unitarios**

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el **Anexo A-7**.

### **3.6.4. Presupuesto de la obra**

Se obtuvo en función a los volúmenes de obra y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Tomando como presupuesto general la suma de las dos cantidades, llegando a un presupuesto total de la obra de Bs. 4.629.286,45 Detallado en el **Anexo A-8**.

### **3.6.5. Cronograma de ejecución de la obra**

Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción del NUEVO ALBERGUE MUNICIPAL DE BERMEJO. Según el cronograma mostrado en el **Anexo A-9** se tiene planificada la construcción del Albergue, en aproximadamente 441 días calendario, de acuerdo al plan de obra trazado.

#### **4.-APORTE ACADÉMICO DEL ESTUDIANTE**

##### **4.1. Comparación técnico económica de zapatas – método flexión vs método biela tirante**

Se busca comparar la cantidad de armadura y hormigón que se requiere en cada método, y así determinar cuál de los 2 tipos de zapata es más económica a la hora de construir, el método de flexión está en el capítulo 2 el marco teórico y los resultados de este método por consiguiente en este capítulo se desarrollara el marco teórico de biela tirante y su aplicación práctica para comparar los resultados con los sacados en el capítulo 3.

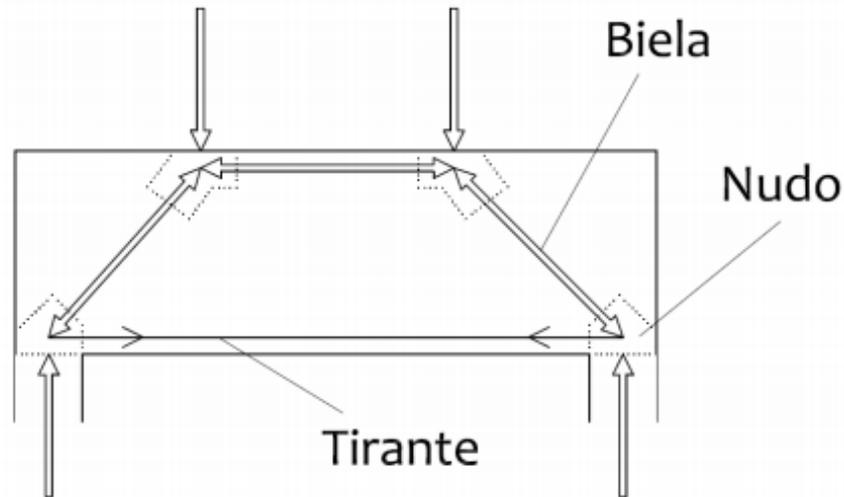
La comparación se la realizara para zapatas que posean dimensiones menores en el vuelo.

##### **4.2. Marco conceptual del Método biela tirante**

#### **INTRODUCCIÓN**

El método de bielas y tirantes, es un procedimiento de análisis que permite el diseño de elementos de hormigón. Este método incluye una parte de análisis estructural y otra

de dimensionamiento. En el proceso de análisis, se trata de idealizar la estructura por medio de un sistema de barras, el cual intenta mostrar el comportamiento de la estructura o parte de la misma.



Los elementos (barras) que componen el sistema trabajan a tracción o compresión, ya que se trata de sistemas biarticulados. Aquellos elementos que se encuentran comprimidos reciben el nombre de bielas y los traccionados el de tirantes.

Las zonas en las que se une una biela con un tirante recibe el nombre de nudo. Este método es el más adecuado para el dimensionamiento de zonas, presentes en muchos elementos estructurales, en los que la distribución de deformaciones no es lineal, zonas denominadas en adelante como regiones D o de discontinuidad, el método de bielas y tirantes proporciona las herramientas necesarias para un análisis que permite conocer el comportamiento de las zonas D de determinada estructura con un buen grado de aproximación respecto al comportamiento real.

Es importante mencionar, que debido a su fundamento en la teoría de la plasticidad, el cual se basa en un diagrama tensión-deformación de tipo rígido-plástico, el método no da una explicación exacta al problema estructural, si no que se limita a aportar una solución válida, y aproximada, para dar a la estructura la capacidad necesaria para soportar el estado de cargas en que se encuentra.

### **4.3. Marco teórico del Método Biela Tirante**

#### **Bases del método**

El método de bielas y tirantes tiene su fundamento en la teoría de la plasticidad.

En general, esta teoría supone que el material tiene un comportamiento rígido plástico, es decir, no se deforma hasta que llega a una tensión (tensión de fluencia) a partir de la cual se deforma sin incremento de tensión.

También guarda relación con dos principios:

#### **Principio de Saint Venant (1797-1886)**

A cierta distancia de la sección donde actúa un sistema de fuerzas, la distribución de tensiones es prácticamente independiente de la distribución del sistema de fuerzas, siempre que su resultante y el momento resultante sean iguales.

#### **Principio de Santiago Bernoulli (1654 – 1705)**

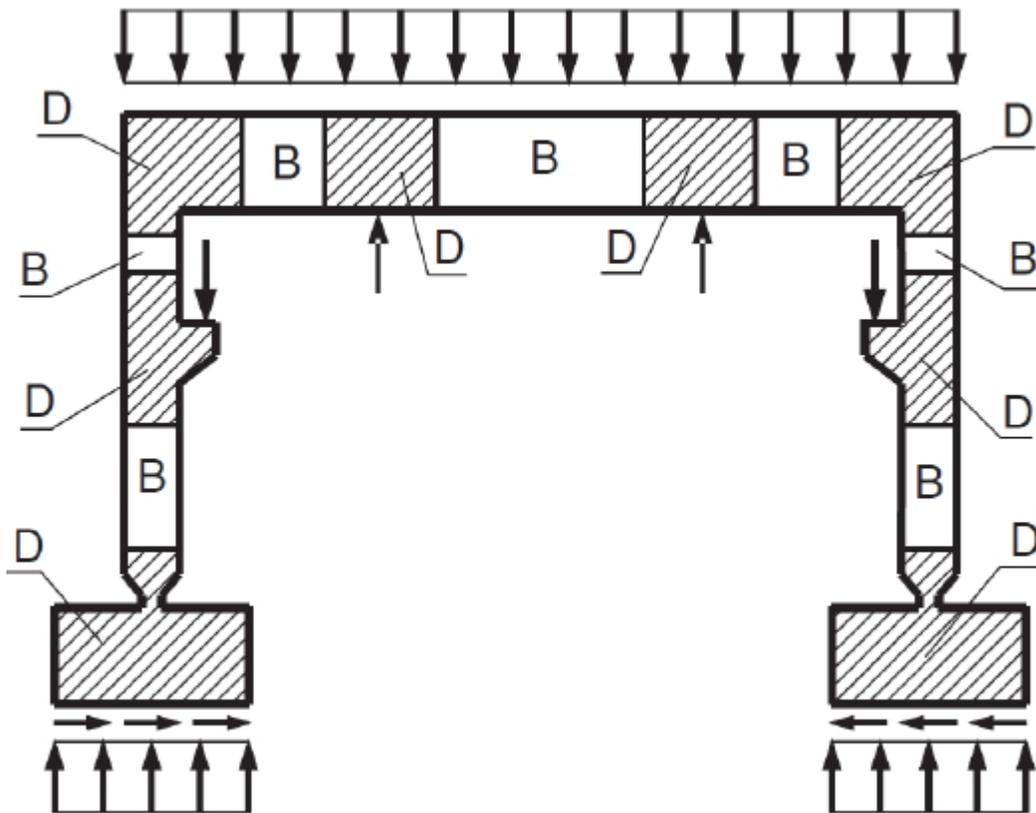
Se refiere a que las secciones transversales de una barra que se deforma por flexión permanecen planas y normales a las fibras deformadas. Las secciones planas sometidas a flexión, se mantienen planas durante la deformación.

#### **Regiones B y D**

En estructuras de hormigón armado es posible diferenciar dos tipos de regiones dependiendo de la distribución de los esfuerzos en cada una de ellas.

En las regiones B es posible aplicar el principio de Bernoulli relativo a las secciones planas de la teoría de flexión. Fuera de ellas, se identifican regiones D (con discontinuidades) donde no es posible aceptar que las secciones permanecerán planas. Estas últimas se relacionan con la existencia de fuerzas concentradas (cargas o apoyos) o con variaciones bruscas en la geometría de la estructuras.

**FIGURA 44.-Regiones B y D**

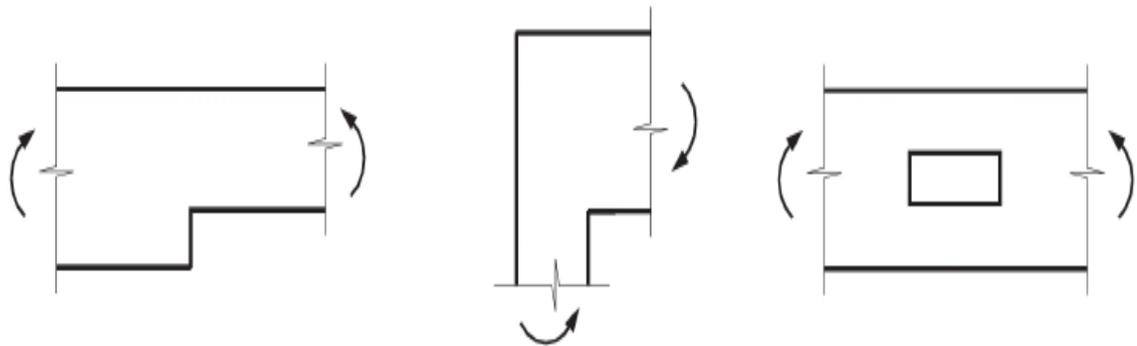


En el dibujo **Figura 44** podemos ver varias regiones B y D. Podemos encontrar 3 tipos de regiones de discontinuidad (o regiones D), las cuales se pasan a analizar a continuación.

➤ Discontinuidades geométricas

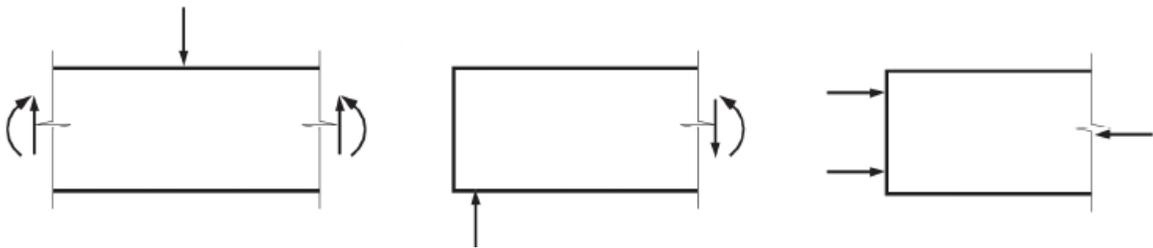
Son aquellas zonas estructurales que sufren un cambio brusco de sección. En la **Figura 45** se recogen diversas regiones D en las que se aprecia este tipo de discontinuidad.

**FIGURA 45.- Zonas estructurales donde se ven las regiones B y D.**



### ➤ Discontinuidades estáticas

Las discontinuidades estáticas son aquellas zonas en las que se aplica una carga puntual o concentrada. El flujo de tensiones de dicha carga no responde a la hipótesis de Bernoulli-Navier, sino que tiene un flujo con distribución de tensiones y deformaciones complejas.



### ➤ Discontinuidades generalizadas

Son casos en los que no aplican a una zona determinada, sino a todo un elemento estructural, ya que influyen varios factores.



## Planteamiento del método de bielas y tirantes

### Identificación de las regiones

El primer paso es analizar la estructura, identificando los límites de la región D a estudiar y estableciendo los esfuerzos o acciones que lindan con ella.

### **Creación del modelo**

Se debe substituir la estructura, o parte de ella, por una estructura de barras articuladas, plano o espacial, que represente el comportamiento de la estructura.

Siempre debe tenderse hacia modelos simples, que representen con la mayor claridad posible el comportamiento de la estructura.

El primer paso para la creación del modelo es dotar a la estructura de un sistema capaz de soportar los casos de carga a los que se va a ver sometida. Debido a esto, podemos deducir que el sistema no es único, sin embargo, el sistema que consigue un modelo óptimo, es aquel que minimiza la energía de la deformación.

Para aquellos casos de cargas complicadas, podemos valernos del principio de superposición, estudiando independientemente casos más sencillos.

### **Elementos del modelo**

Como se ha expuesto antes, el modelo está compuesto por una serie de barras articuladas en sus extremos.

Las barras que trabajan a compresión se denominan bielas, a tracción tirantes y las uniones serán los nudos.

### **Bielas**

Son los elementos resistentes sometidos a compresión. Por regla general, y debido a las características resistentes de los materiales, se suelen materializar en hormigón.

Sin embargo, también hay bielas que pueden contar con armaduras comprimidas para poder aumentar su resistencia.

Analicemos los tipos existentes y la capacidad resistente de las mismas.

### **Capacidad resistente**

La capacidad resistente viene determinada por el área de hormigón y la resistencia del mismo ( $f_{1cd}$ ). Por lo tanto:

$$C_d = A_c * f_{1cd}$$

La EHE, recoge diferentes tipos de bielas con unos valores determinados para la compresión del hormigón:

- Bielas de hormigón en zonas con estados de compresión uniaxial.

En estos casos, limitamos el valor de la tensión máxima del hormigón comprimido a:

$$f_{1cd} = f_{cd}$$

- Bielas de hormigón con fisuración oblicua o paralela a la biela

Son aquellos casos en los que el campo de compresiones que constituye la biela, puede presentar fisuración oblicua o paralela a la dirección de la misma, o la dirección de compresiones, con lo cual, debido al estado en que se encuentra, la capacidad resistente del hormigón se disminuye de manera considerable.

Esta disminución se verá afectada en función del estado en que se encuentre:

- Bielas con fisuración paralela a la biela y armadura transversal suficientemente anclada.

$$f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$$

- Bielas que transmiten compresiones a través de fisuras de abertura controlada y armadura transversal suficientemente anclada.

$$f_{1cd} = 0.60 * f_{cd}$$

- Bielas que transmiten compresiones a través de fisuras de gran abertura y armadura transversal suficientemente anclada.

$$f_{1cd} = 0.40 * f_{cd}$$

- Bielas de hormigón con armaduras comprimidas

En el caso que la armadura se encuentre en interior del campo de compresiones y en posición paralela a las mismas, con armado transversal suficiente para evitar el pandeo, se podrán considerar como una contribución a la capacidad resistente de las bielas.

Cuando sea posible establecer condiciones de compatibilidad, la tensión máxima del acero comprimido se considerara:

$$\sigma_{sd,c} = f_{yd}$$

Cuando no se establezcan condiciones de compatibilidad explícitas, se usara el valor:

$$\sigma_{sd,c} = 400 \text{ N/mm}^2$$

En estos casos, el incremento de la capacidad resistente de la biela será:

$$\Delta C_d = A_{sc} * \sigma_{sd,c}$$

➤ **Bielas de hormigón confinado**

Debido al diferente comportamiento del hormigón dependiendo de su estado de compresión, se puede plantear el aumento de la capacidad resistente de las bielas debido a confinar el hormigón que las compone.

Este se consigue atando las barras de acero que delimitan geoméricamente la biela, por medio de cercos transversales perfectamente anclados.

**Tirantes**

Los tirantes son los elementos resistentes sometidos a tracción. Normalmente se materializan por medio de barras corrugadas.

**Nudos**

Son los elementos donde confluye una biela o tirante, con otros tirantes o bielas.

Se pueden clasificar en los que solo confluyen bielas (nudos multicomprimidos), y en nudos en los que se anclan tirantes.

En los nudos multicomprimidos, la compresión máxima del hormigón con compresión biaxial:

$$f_{2cd} = f_{cd}$$

Y en los casos de compresión triaxial:

$$f_{2cd} = 3.3 * f_{cd}$$

Cuando en el nudo se anclan tirantes, la compresión máxima del hormigón se verá limitada a:

$$f_{2cd} = 0.70 * f_{cd}$$

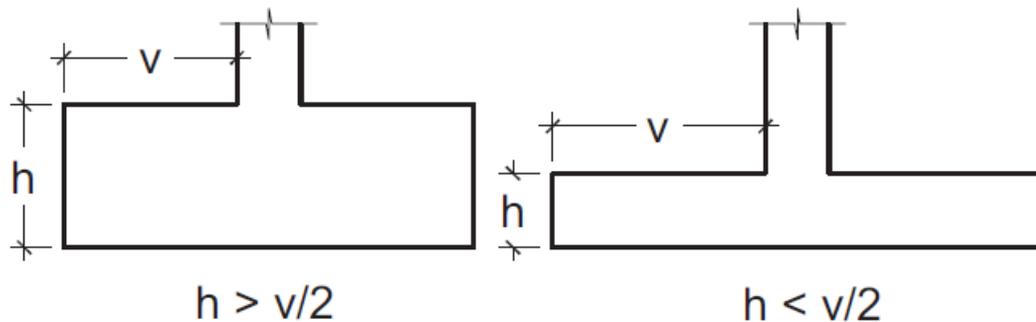
En este último caso, se comprobará la longitud de anclaje de la armadura del tirante.

### Las zapatas y el método biela tirante:

Las zapatas aisladas se emplean para transmitir al terreno la carga de un solo soporte, y su planta suele ser cuadrada o rectangular. El canto  $h$  no debe ser menor de 30 cm.

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son suficientemente seguros, ya que están basados en una extensa experimentación.

**FIGURA 46.- Zapatas rígidas y zapatas flexibles**



Tanto la Instrucción española como el Eurocódigo de hormigón distinguen entre zapatas rígidas y zapatas flexibles.

Se consideran rígidas las zapatas cuyo vuelo  $v$ , en ambas direcciones, no supera  $2h$ , siendo  $h$  el canto máximo (figura 46). En ellas la distribución de presiones sobre el

terreno puede suponerse plana; pero para su cálculo como piezas de hormigón, al igual que sucede en las ménsulas cortas, no puede aplicarse la teoría general de flexión, válida para piezas esbeltas (dimensionamiento en base a los momentos flectores y esfuerzos cortantes), sino que es necesario aplicar el método de las bielas y tirantes.

Por el contrario, se consideran flexibles las zapatas cuyo vuelo  $v$  es superior a  $2h$  en alguna de las direcciones principales. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno depende de la rigidez relativa entre suelo y zapata; suponer una ley plana queda del lado de la inseguridad para la comprobación de las presiones, que serán mayores en el centro de la zapata para carga centrada y zapata muy flexible, y del lado de la seguridad para el cálculo de la pieza de hormigón. El cálculo de esta se hace por la teoría general de la flexión, como si fuera una losa o una viga plana.

En zapatas rectangulares e incluso en zapatas cuadradas bajo pilares de sección rectangular sucede con frecuencia que el vuelo en una dirección es inferior y en la otra superior a  $2h$ . Estas zapatas se consideran flexibles y deben calcularse como tales en ambas direcciones, es decir, en la dirección en la que el vuelo es menor de  $2h$  se aplica también la teoría de flexión y no el modelo de bielas y tirantes.

Si la excentricidad es muy grande y la zapata, aun con el pilar centrado, puede tener un dimensionamiento excesivo, puede ser conveniente disponer elementos de centrado de la carga.

### **Pre-dimensionamiento de la zapata**

Se expone a continuación el pre-dimensionamiento de zapatas aisladas sometidas a una carga centrada  $N$  y a un momento  $M$  que son las más frecuentes en edificios normales.

Las formulaciones siguientes son aplicables cuando la excentricidad relativa de la carga  $\eta = M / (N \cdot a)$  (siendo  $a$  la dimensión de la zapata) es menor de  $1/9 = 0,111$ , lo que sucede habitualmente en edificación. Si la excentricidad  $\eta$  fuera menor de  $1/90 = 0,011$ , podría prescindirse por completo de dicha excentricidad (o del momento  $M$ ), calculando la zapata como si la carga  $N$  estuviera centrada, con errores normalmente menores del 5 %. Para excentricidades  $\eta$  comprendidas entre 0,011 y 0,111 conviene

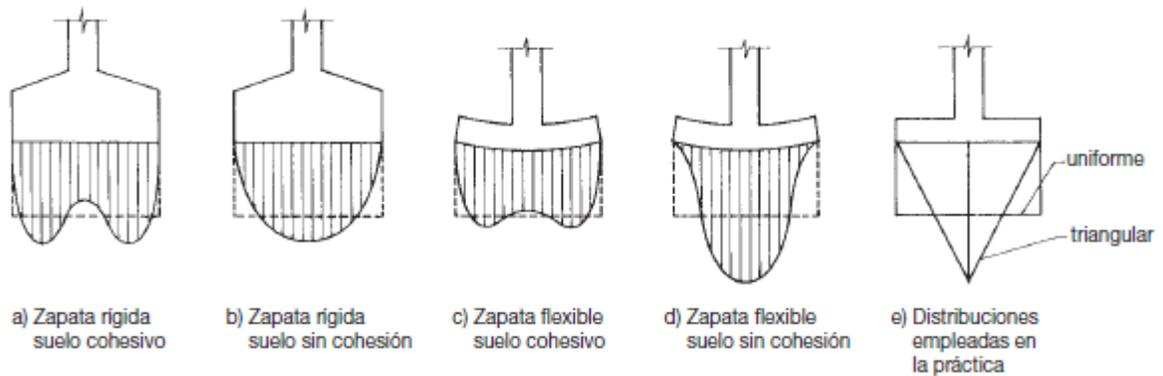
cubrirse de estos errores, lo que puede hacerse, de forma aproximada, multiplicando las cargas por los siguientes factores:

- Para cálculos geotécnicos (comprobación de presiones del suelo):  $\gamma_g = 1 + 3 \eta$
- Para cálculos estructurales (comprobaciones de flexión y cortante):  $\gamma_e = 1 + 4,5 \eta$

a).- Las dimensiones en planta de la zapata se obtienen de la comprobación de las presiones del suelo (calculo geotécnico). De la figura 47 se deduce que, salvo en el caso de zapatas flexibles apoyadas en terrenos sin cohesión, puede admitirse una distribución uniforme de presiones. En la práctica, incluso en el caso de zapatas flexibles en terrenos sin cohesión, el área necesaria en planta para la zapata, A, se obtiene en función de la presión admisible para el terreno,  $\sigma_{adm}$ , mediante la ecuación:

$$A = a * b = \frac{N(1 + 3\eta) + P}{\sigma_{adm}}$$

**FIGURA 47.- FIG.123 Distribución de presiones bajo una zapata**



Siendo N la carga centrada de servicio (sin mayorar) y P el peso propio de la zapata.

Para entrar en esta ecuación es preciso en primer lugar estimar la excentricidad relativa de la carga del soporte respecto a la dimensión de la zapata,  $\eta = M/(N*a)$ , así como el peso propio de la zapata P. Por ello, el primer paso consiste en hacer una estimación de

la dimensión de la zapata. Esta estimación puede conseguirse aumentando en un 25 % el área que sería necesaria sin tener en cuenta ni la excentricidad ni el peso de la zapata:

$$A_0 = \frac{1.25 * N}{\sigma_{adm}}$$

A partir de esta área se obtiene una primera estimación  $a_0$  de la dimensión  $a$ , que será igual a la raíz cuadrada del área  $A_0$  en caso de zapata cuadrada, y al cociente entre  $A_0$  y la dimensión  $b$  en el caso de que esta venga obligada. Tanto en un caso como en otro conviene redondear el valor  $a_0$  obtenido al múltiplo de 0,1 m siguiente, pues las dimensiones en planta de las zapatas se suelen modular en la práctica con incrementos de 10 cm por razones constructivas.

A continuación se obtendrá el valor de la excentricidad relativa de la carga  $\eta = M/(N*a_0)$ . Si resulta  $\eta < 0,011$  (1/90) podrá prescindirse del momento  $M$ , pero si resulta  $0,011 < \eta < 0,111$  (1/9) será necesario multiplicar la carga  $N$  por el factor  $1 + 3 \eta$ , para los cálculos geotécnicos, y  $1 + 4,5 \eta$ , para los cálculos estructurales, como hemos mencionado líneas arriba.

El valor de  $N$  debe incrementarse además para tener en cuenta el peso de la zapata. Para ello puede multiplicarse por el factor  $1 + \beta$  siendo:

$$\beta = \frac{25 - 0.075 * \sigma_{adm}}{100} \leq 0.05$$

Donde  $\sigma_{adm}$  es la presión admisible del terreno en  $\text{kN/m}^2$  ( $1 \text{ kp/cm}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$ ).

En definitiva, el área necesaria para la zapata puede estimarse mediante:

$$A = \frac{N(1 + 3\eta)(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Obtenida el área  $A$ , tanto si la zapata es cuadrada ( $a = b$ ) lo que resulta conveniente siempre que sea posible como si debe ser rectangular por venir obligado su ancho ( $b = \text{dato}$ ), es inmediato obtener sus dimensiones en planta, que deberán redondearse al múltiplo de 0,1 superior.

Dimensionada la zapata en planta, para el cálculo estructural se considerara una presión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata.

Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se tomara la presión uniforme.

$$\sigma_t = \frac{Nd (1 + 4,5\eta)}{(a * b)}$$

Siendo Nd el axil mayorado transmitido por el soporte.

b) El canto de la zapata se obtiene de su dimensionamiento como pieza de hormigón (calculo estructural).

Por razones económicas, el canto debe ser el menor posible. El nuevo valor mínimo de la resistencia virtual a cortante y punzonamiento de la EHE-08 ha cambiado el pre-dimensionamiento de las zapatas. El considerable aumento de esa resistencia permite reducir los cantos, por lo que resultan con mayor frecuencia zapatas flexibles y la comprobación a punzonamiento, antes raramente determinante, pasa a serlo en muchas ocasiones. El parámetro más relevante es la presión admisible del terreno.

i) Para valores altos de la presión admisible del terreno ( $\sigma_{adm} > 250 \text{ kN/m}^2$ ) bastan unas dimensiones en planta relativamente reducidas y suelen resultar zapatas rígidas.

Estas zapatas se arman por el método de las bielas, sin que sea necesario efectuar la comprobación de tensiones tangenciales (cortante y punzonamiento). El canto se predimensiona como se indica seguidamente en ii.

ii) Para valores medios de la presión admisible del terreno ( $160 < \sigma_{adm} < 250 \text{ kN/m}^2$ ) son necesarias dimensiones en planta mayores, suelen resultar zapatas flexibles y el canto optimo es aquel por debajo del cual es necesario disponer armadura de cortante.

Pero en la comprobación correspondiente, tanto el cortante actuante  $V_d = \sigma_t * b * (v - d)$  como el cortante ultimo resistente  $V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b * d$  dependen del canto util  $d$ . De nuevo es preciso efectuar tanteos. Para iniciar estos tanteos se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante y para presiones admisibles del terreno  $\sigma_{adm} > 160$

$\text{kN/m}^2$ , adoptar como valor del canto útil  $d_c$  el proporcionado en metros por la expresión:

$$d_c = \frac{2.09 * \sigma_t}{\sigma_t + 1.120} (v - 0.23) \leq 0.24m$$

Siendo:

$\sigma_t = Nd / (a * b)$  = Presión uniforme del terreno sobre la zapata, en  $\text{kN/m}^2$ .

$Nd$  = Axil mayorado transmitido por el soporte a la zapata.

$v$  = El mayor de los vuelos  $v_a$  y  $v_b$  en las dos direcciones a y b.

$v_a = (a - a_o) / 2$  = Vuelo en la dirección a.

$v_b = (b - b_o) / 2$  = Vuelo en la dirección b.

a, b = Dimensiones en planta de la zapata.

$a_o, b_o$  = Dimensiones de la seccion del soporte.

Este canto evita la comprobación de cortante en la gran mayoría de los casos (especialmente en aquellos en los que, como es habitual, el canto se redondea para que el canto total  $h$  sea un múltiplo de 10 cm), pues las zapatas con el dimensionadas la satisfacen automáticamente; además, este canto, tanto para zapatas rígidas como flexibles, proporciona soluciones cercanas al optimo económico.

iii) Por último, para presiones admisibles sobre el terreno bajas ( $\sigma_{adm} < 160 \text{ kN/m}^2$ ) el canto útil recomendado anteriormente  $d_c$  no es válido, pues las zapatas no solo son flexibles, sino que, además, sus dimensiones en planta son relativamente grandes, por lo que ahora la comprobación que limita el canto es la de punzonamiento. Para estas presiones el canto útil recomendado es el dado en metros por la expresión:

$$d_p = \alpha * d_c + (1 - \alpha) * d_r \leq 0.24m$$

Siendo:

$\alpha = 0.67 + 0.33 \frac{\sigma_{adm}^{-50}}{110}$ , un coeficiente en función de la presión admisible del terreno

$\sigma_{adm}$ ;

$$d_r = \sqrt{\frac{a*b}{2k-1}}, \text{ un canto de referencia en función del coeficiente } k = \frac{1.276}{\sigma_t}$$

Lo mismo que sucede con el canto de cortante  $d_c$ , este canto recomendado  $d_p$  se acerca al óptimo económico y en la gran mayoría de los casos hace innecesaria la comprobación de punzonamiento.

Si el pilar cuya carga recoge la zapata es de hormigón, el canto de esta debe ser tal que se pueda alojar la longitud de anclaje de las armaduras del pilar. Conviene hacer dos observaciones al respecto de esta longitud.

La longitud de anclaje de barras comprimidas no se ve mejorada por su terminación en patilla normalizada y, por lo tanto, no se puede aplicar la disminución correspondiente a ese detalle que, por otro lado, siempre se ejecuta en los enanos de arranque, pero por motivos de facilidad constructiva para que los arranques de las barras del pilar no se caigan.

La zona de zapata justo debajo del pilar esta multicomprimida por efecto conjunto del axil más la compresión provocada por la flexión de la zapata. Este estado de multicompresion mejora la capacidad adherente de la zona, pudiéndose disminuir la longitud de anclaje a  $2/3$  de la necesaria (Rodríguez López, F., 1987). Esta disminución no es aplicable en las barras de las caras exteriores de zapatas de borde.

Digamos finalmente que, en casos especiales, el proyectista deberá fijar el canto de la zapata teniendo en cuenta, además, otros factores tales como naturaleza del suelo, rigidez de la estructura que se cimienta, durabilidad, costes, etc.

### **Dimensionamiento de zapatas rígidas**

De acuerdo con la instrucción española, el modelo de bielas y tirantes que debe utilizarse para una zapata rígida es el representado en las figuras 49 y 50, según se trate de cargas centradas o cargas excéntricas, respectivamente.

FIGURA 48.- Modelo de bielas y tirantes para zapata rígida bajo carga centrada

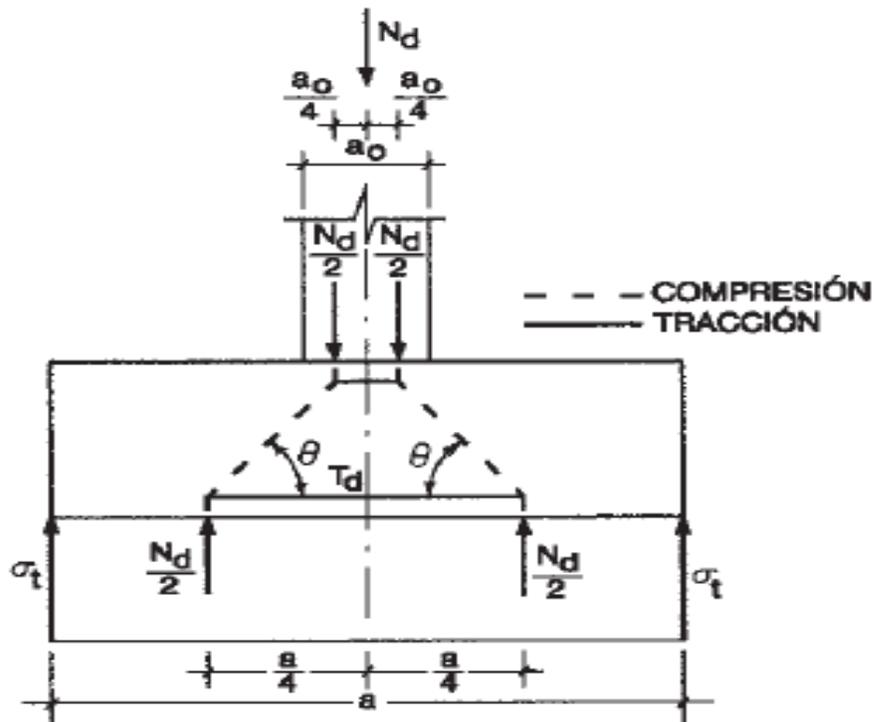
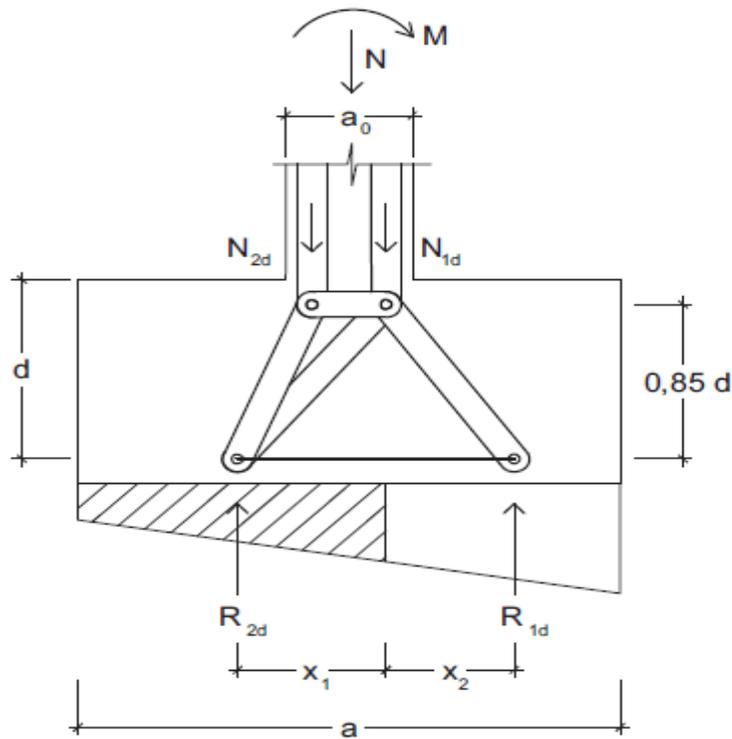


FIGURA 49.- Modelo de bielas y tirantes para zapata rígida bajo carga excéntrica



En el caso de compresión excéntrica, la armadura principal debe resistir la tracción  $T_d$  indicada en el modelo, que resulta:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85d} (x_1 - 0.25a) = U_s = A_s x f_{yd}$$

Con el siguiente significado de las variables

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} (1 + 3\eta) \quad Y \quad x_1 = a \frac{1+4\eta}{4+12\eta}$$

Siendo  $\eta = Md / (Nd * a)$  la excentricidad relativa de la carga del soporte.

Si la carga es centrada, las expresiones se simplifican:

$$T_d = \frac{N_d}{2 * 0.85d} \left( \frac{a}{4} - \frac{a_o}{4} \right) = \frac{N_d}{6.8d} (a - a_o) = A_s * f_{yd}$$

Con  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ .

Esta armadura debe disponerse sin reducción de sección en toda la longitud de la zapata y anclarse con especial cuidado, pues el modelo de bielas y tirantes exige el

funcionamiento eficaz del tirante en toda su longitud, a diferencia de lo que sucede con la armadura de una zapata dimensionada por la teoría de flexión, cuyas tensiones se anulan en los extremos y son máximas en el centro de la zapata. La instrucción española recomienda en este caso el anclaje mediante barras soldadas transversales.

Las cuantías geométricas mínimas exigidas por la Instrucción española se disponen en la cara inferior y son las siguientes:

$\rho \geq 1 \text{ ‰}$  para acero B 400 SD

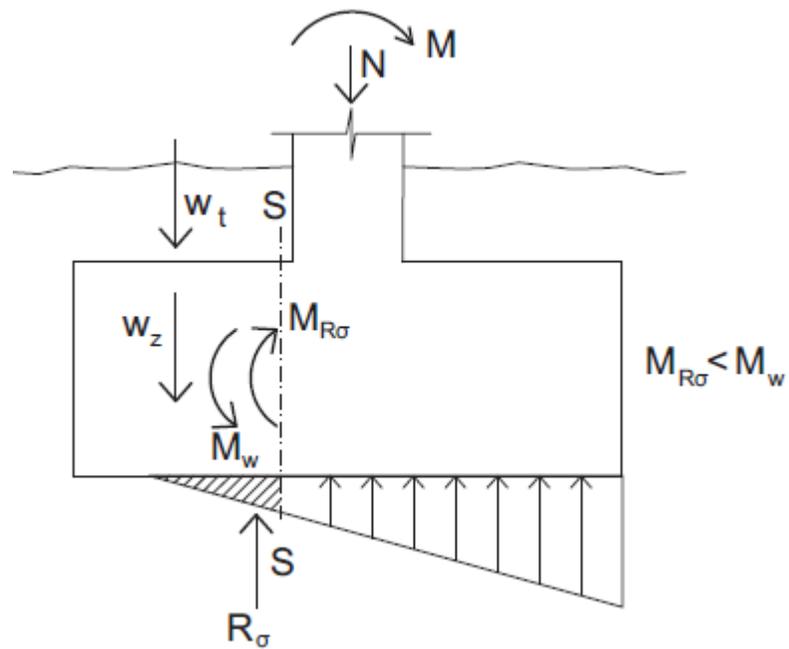
$\rho \geq 0,9 \text{ ‰}$  para acero B 500 SD

Se deberán disponer en la cara inferior, de tracción, las armaduras mínimas mecánicas correspondientes.

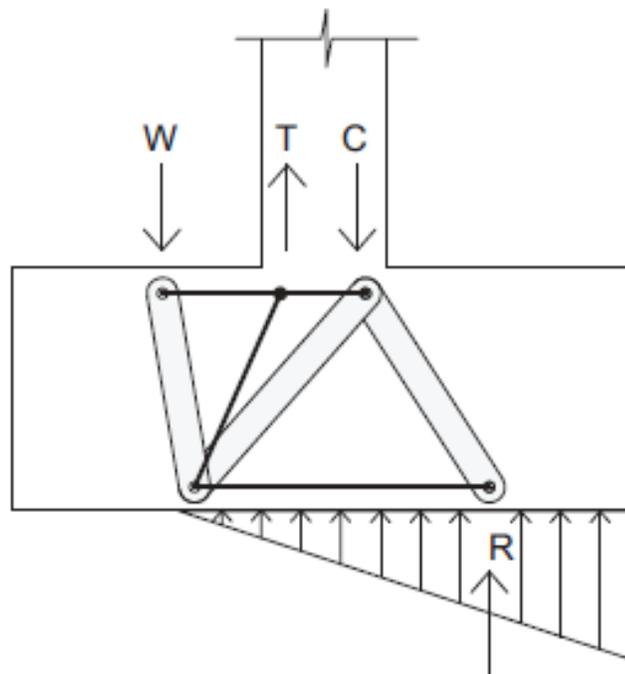
En la cara superior, salvo que se necesiten por razones constructivas, no es necesario disponer armaduras. Sin embargo, en casos con grandes excentricidades y, por tanto, con respuesta triangular del terreno, puede ocurrir que el momento del peso propio de la zapata más las tierras de encima sea mayor que el momento provocado por las tensiones del terreno en la sección S (**figura 51**).

En ese caso (para el cual el modelo de bielas y tirantes es el que muestra la (**figura 52**)) deberá calcularse la armadura necesaria en paramento superior y deberán respetarse las armaduras mínimas geométricas y mecánicas.

**FIGURA 50.- Zapata con armadura superior**



**FIGURA 51.- Modelo de bielas y tirantes de una zapata con mucha excentricidad**



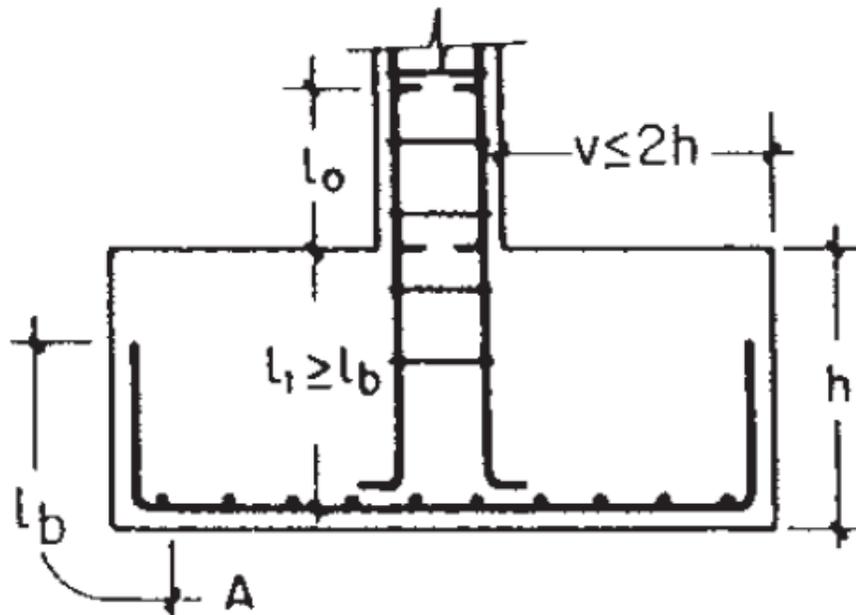
La comprobación de bielas y la del hormigón bajo la carga concentrada del pilar no es necesaria si la resistencia característica del hormigón de la zapata es igual a la del

hormigón del pilar. Tampoco es necesario efectuar una comprobación de la zapata frente a esfuerzos cortantes o punzonamiento.

### Anclaje y disposición de las armaduras

Las armaduras formarán un emparrillado que se prolongará sin reducción hasta los bordes de la zapata. En *zapatas rígidas* ( $v \leq 2h$ ), deben anclarse con especial cuidado, doblando las barras (**figura 53**) y prolongándolas una longitud de anclaje. El anclaje mediante barras transversales soldadas es especialmente recomendable en este caso.

**FIGURA 52.- Anclaje de barras en zapatas rígidas**



En las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor  $a$  se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho  $b$ . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor  $b$  se concentrará más en la banda central de ancho  $a_1 = b \left( \frac{a_0 + 2h}{a} \right)$  (fig. 25.13), en la que se dispondrá la fracción  $U \cdot \frac{2a_1}{(a + a_1)}$ . El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Se recomienda que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 % de la correspondiente a la otra dirección.

Las armaduras del emparrillado deben formarse con barras de diámetro grande siempre que lo permitan las condiciones de adherencia, barras que deben colocarse con

importantes recubrimientos (del orden de 5 cm) con objeto de evitar la corrosión. Se recomienda no emplear diámetros menores de 12 mm ni mayores de 25, con separaciones máximas entre barras de 30 cm.

Las zapatas bajo soportes de hormigón armado deben llevar unas armaduras en espera figura 52 coincidentes con las armaduras de los mismos, con sus correspondientes cercos, los cuales se disponen por razones constructivas para rigidizar el detalle de espera. Las longitudes de solapo,  $l_o$ , y de anclaje,  $l_b$ , de estas armaduras, se determinaran de acuerdo con lo indicado anteriormente. Puede ocurrir que el valor de  $l_b$  sea superior al canto de la zapata, en cuyo caso es necesario aumentar el número de las barras en espera (con la consiguiente disminución de su diámetro) hasta que el valor de  $l_b$  sea el adecuado.

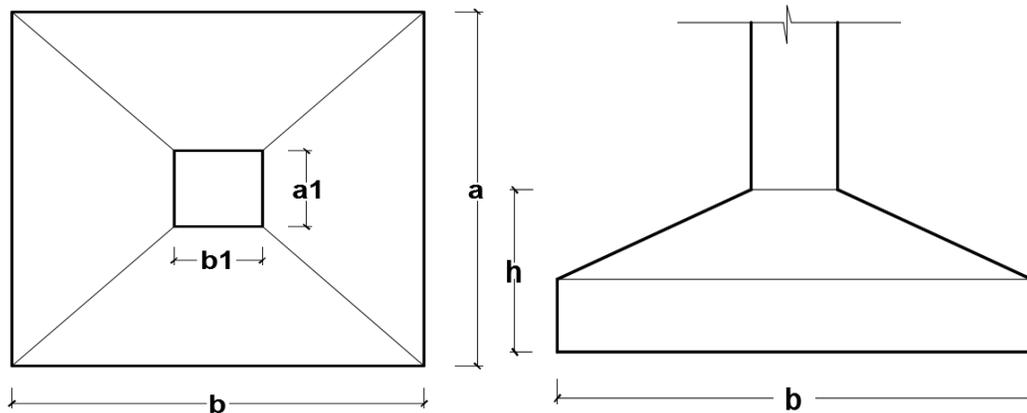
#### **4.4. Producto – Método Biela Tirante:**

Para el cálculo de este método se realizara de la zapata “p58” ya que es la de menor dimensión que tiene un ancho de 120 cm.

Se realizara el cálculo de la zapata p 58 por el método de flexión pero tomando en cuenta que la resistencia del acero será de  $4000\text{Kg/cm}^2$  y así tener las mismas condiciones para calcularla por el método biela tirante y realizar las respectivas comparaciones.

#### **Cálculo por el método de flexión**

#### **FIGURA 53.- Geometría de la zapata aislada**



Fuente: Elaboración Propia

Datos:

Normal de servicio	$N = 18060 \text{ kg}$
Cortante de servicio	$H_y = Q_y = -380 \text{ kg}$
Cortante de servicio	$H_x = Q_x = -140 \text{ kg}$
Momento	$M'_x = -90 \text{ Kg x m}$
Momento	$M'_y = -230 \text{ Kg x m}$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$$

➤ Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 3478.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$f_{vd}$  = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

➤ Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10% de “N”)

$$P = 0.10 \times N = 0.10 \times 18060 \text{ kg} = 1806.00 \text{ kg}$$

### Diseño geométrico:

- Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{18060 \text{ kg} + 1806 \text{ kg}}{1.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 115.08 \text{ cm (Se adopta 120 cm)}$$

Área adoptada = 120cm x 120cm = 14400 cm<sup>2</sup>.

1° condición: A requerida < A adoptada

$$13244 \text{ cm}^2 < 14400 \text{ cm}^2$$

- El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por:

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{18060 \text{ kg}}{(120 \text{ cm})^2} = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Canto útil mínimo, para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento se tiene:

$$k = \frac{4 \times f_{vd}}{\gamma_f \times \sigma_t} = \frac{4 \times 6.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.6 \times 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.88$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_1 \times b_1}{4} + \frac{a \times b}{2k - 1} - \frac{a_1 + b_1}{4}} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 \times 30}{4} + \frac{120 \times 120}{2 \times 12.88 - 1} - \frac{30 + 30}{4}} = 13.4 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2(a - a_1)}{4 + k} = \frac{2 \times (120 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 12.88} = 10.06 \text{ cm}$$

Por tanto, asumo una altura total “h = 20 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r = 5 cm” y un diámetro “Ø = 1.2 cm”

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 20\text{cm} - 5\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2} = 14.40\text{cm}$$

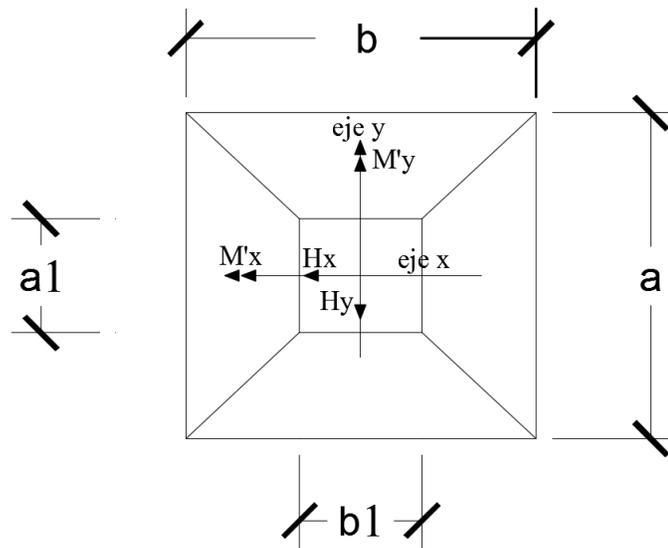
➤ Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_1}{2} = \frac{120\text{cm} - 30\text{cm}}{2} = 45\text{cm}$$

Dado que el vuelo “ $v = 45\text{ cm}$ ” es menor que “ $2h = 40\text{ cm}$ ”, se trata una zapata flexible.

**Acciones en el plano de cimentación:**

**FIGURA 54.- Acciones en el plano de cimentación**



**Fuente: Elaboración Propia**

**c) Axil en el plano de cimentación:**

Peso propio real:

$$P.P._{zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Volumen = 2500 \times (1.2 \times 1.2 \times 0.20) = 720\text{ kg.}$$

Carga real:  $N_{real} = N_T + PP_{zapata}$

$$N_{real} = 18060 + 720 = 18780\text{ kg.}$$

**d) Momento en el plano de cimentación:**

$$M_x = M'_x \pm hQ_y$$

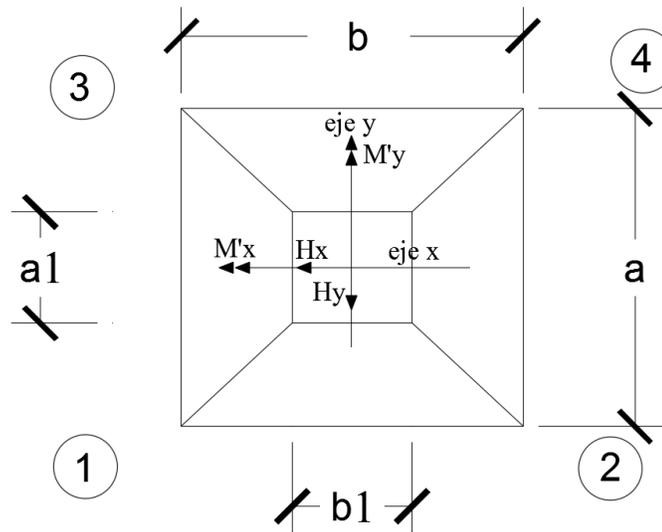
$$M_y = M'_y \pm hQ_x$$

$$M_x = -80 - (20 * 140) = -2880 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = -230 - (20 * 380) = -7830 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

**Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos:**

**FIGURA 55.- Esfuerzo máximo y mínimo**



**Fuente: Elaboración Propia**

**Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:**

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} \pm \frac{6 \times M_x}{a \times b^2} \pm \frac{6 \times M_y}{b \times a^2}$$

$$\sigma_{1max} = \frac{18780}{120 \times 120} + \frac{6 \times 2880}{120 \times 120^2} + \frac{6 \times 7830}{120 \times 120^2} = 1.341 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{2max} = \frac{18780}{120 \times 120} + \frac{6 \times 2880}{120 \times 120^2} - \frac{6 \times 7830}{120 \times 120^2} = 1.287 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{3max} = \frac{18780}{120 \times 120} - \frac{6 \times 2880}{120 \times 120^2} + \frac{6 \times 7830}{120 \times 120^2} = 1.321 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{4min} = \frac{18780}{120 \times 120} - \frac{6 \times 2880}{120 \times 120^2} - \frac{6 \times 7830}{120 \times 120^2} = 1.267 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma \text{ máx.}$$

$$1.50 \text{ kg/cm}^2 > 1.341 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Estable frente al hundimiento}$$

### Verificación al vuelco:

$$\gamma_{Va} = \frac{(N_T + P \cdot P_{zapata}) \times \frac{a}{2}}{M_x} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N_T + P \cdot P_{zapata}) \times \frac{b}{2}}{M_y} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{18780 \times \frac{120}{2}}{2880} = 391.25 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{18780 \times \frac{120}{2}}{7830} = 143.91 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

### Verificación al deslizamiento:

$$A \times C_d \geq V \times \gamma_2 \text{ (Válido solo para arcillas)}$$

$$\frac{120 \text{ cm} \times 120 \text{ cm} \times 0.2 \times 0.73 \frac{kg}{cm^2}}{140 \text{ kg}} \geq 1.5$$

$$15.017 \geq 1.5 \text{ (cumple)}$$

$C_d$ :  $0.5 \cdot c$  = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

$\gamma_2$ : Coeficiente de seguridad al deslizamiento que puede tomarse como 1.5.

### Cálculo de la armadura:

#### Diseño a flexión

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

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

$$M_d = \frac{1.6 \times 18780}{2 \times 120} \times \left( \frac{120 - 30}{2} + 0.15 \times 30 \right)^2$$

$$M_{ad} = 306771.3 \text{ kg} \times \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{3036771.3 \text{ kg} \times \text{cm}}{120 \text{ cm} \times (14.40 \text{ cm})^2 \times 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.074$$

- La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu \times (1 + \mu) = 0.074 \times (1 + 0.074) = 0.0794$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = w \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0794 \times 120 \text{ cm} \times 14,40 \text{ cm} \times \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3478.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} =$$

$$A_s = 6.578 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s,min} = w \times b \times h = 0.0015 \times 120 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 3.6 \text{ cm}^2$$

- Por tanto se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 6.578 \text{ cm}^2$$

- Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 12}} = \frac{6.578 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 5.821 \text{ (6 barras)}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b - \#barras \times \emptyset - 2r}{\#barras - 1} = \frac{120 \text{ cm} - 6 \times 1.2 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm}}{5} = 20.56 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

- Para ambas direcciones se deberá usar:

<b>6Ø12 C-20 cm</b>
---------------------

**Cálculo por el método biela tirante**

Datos:

Normal de servicio	$N = 18060 \text{ kg}$
Cortante de servicio	$H_y = Q_y = -380 \text{ kg}$
Cortante de servicio	$H_x = Q_x = -140 \text{ kg}$
Momento	$M'_x = -90 \text{ Kg x m}$
Momento	$M'_y = -230 \text{ Kg x m}$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$$

➤ Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 3478.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$f_{vd}$  = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

El primer paso consiste en hacer una estimación de la dimensión de la zapata. Esta estimación puede conseguirse aumentando en un 15 % el área que sería necesaria sin tener en cuenta ni la excentricidad ni el peso de la zapata:

$$A_0 = \frac{1.15 * N}{\sigma_{adm}}$$

$$A_0 = \frac{1.25 * N}{\sigma_{adm}} = \frac{1.15 * 18060}{1.5} = 13846 \text{ cm}^2$$

A partir de esta área se obtiene una primera estimación  $a_0$  de la dimensión a.

$$a_0 = \sqrt{A_0} = \sqrt{13846} = 117.67 \text{ cm} \approx 120 \text{ cm}$$

A continuación se obtendrá el valor de la excentricidad relativa de la carga  $\eta$ .

$$\eta = \frac{M}{Nxa_0}$$

$$\eta = \frac{230 \text{ Kg} \times \text{cm}}{18060 \text{ Kg} \times 1,20 \text{ cm}} = 0,0106$$

Para excentricidades  $\eta$  comprendidas entre 0,011 y 0,111 conviene cubrirse de estos errores, lo que puede hacerse, de forma aproximada, multiplicando las cargas por los siguientes factores:

- Para cálculos geotécnicos (comprobación de presiones del suelo):  $\gamma g = 1 + 3 \eta$

$$\gamma g = 1 + 3 \times 0,0106 = 1,0318$$

- Para cálculos estructurales (comprobaciones de flexión y cortante):  $\gamma e = 1 + 4,5 \eta$

$$\gamma e = 1 + 4,5 \times 0,0106 = 1,0478$$

En la práctica, incluso en el caso de zapatas flexibles en terrenos sin cohesión, el área necesaria en planta para la zapata,  $A$ , se obtiene en función de la presión admisible para el terreno,  $\sigma_{adm}$ , mediante la ecuación:

El valor de  $N$  debe incrementarse además para tener en cuenta el peso de la zapata. Para ello puede multiplicarse por el factor  $1 + \beta$  siendo:

$$\beta = \frac{25 - 0,075 * \sigma_{adm}}{100}$$

$$\beta = \frac{25 - 0,075 * 150}{100} = 0,138$$

Donde  $\sigma_{adm}$  es la presión admisible del terreno en  $\text{kN/m}^2$  ( $1 \text{ kp/cm}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$ ).

En definitiva, el área necesaria para la zapata puede estimarse mediante:

$$A = \frac{N(1 + 3\eta)(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

$$A = \frac{18060 \times 1,0318 \times (1 + 0,138)}{1,5} = 14137,23 \text{ cm}^2$$

Obtenida el área A, tanto si la zapata es cuadrada se calcula la nueva dimensión a.

$$a = \sqrt{14137.23} = 118.9\text{cm} \approx 120\text{cm}$$

Dimensionada la zapata en planta, para el cálculo estructural se considerara una presión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata.

Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se tomara la presión uniforme.

$$\sigma_t = \frac{Nd (1 + 4,5\eta)}{(a * b)}$$

$$\sigma_t = \frac{18060 \times 1.6 \times 1,0478}{(120 \times 120)} = 2.102\text{Kg/cm}^2$$

Siendo Nd el axil mayorado transmitido por el soporte.

El canto de la zapata se obtiene de su dimensionamiento como pieza de hormigón (calculo estructural).

Para presiones admisibles sobre el terreno bajas ( $\sigma_{adm} < 160 \text{ kN/m}^2$ ) el canto útil recomendado es el dado en metros por la expresión:

$$d_p = \alpha * d_c + (1 - \alpha) * d_r$$

$$k = \frac{1.276}{\sigma_t} = \frac{1276}{210.20} = 6,07$$

$$d_r = \sqrt{\frac{a * b}{2k - 1}}$$

$$d_r = \sqrt{\frac{120 * 120}{2 \times 6.07 - 1}} = 35.96\text{cm}$$

$$\alpha = 0.67 + 0.33 \frac{\sigma_{adm} - 50}{110}$$

$$\alpha = 0.67 + 0.33 \frac{150 - 50}{110} = 0.97$$

$$v = \frac{120 - 30}{2} = 45$$

$$d_c = \frac{2.09 * \sigma_t}{\sigma_t + 1,120} (v - 0.23)$$

$$d_c = \frac{2.09 \times 210,20}{210,20 + 1,120} (0.45 - 0.23) = 0.457 \text{ cm}$$

$$d_p = 0.97 * 0.457 + (1 - 0,97) * 0,35 = 0.45 \text{ cm}$$

Siendo:

$\alpha$  = Coeficiente en función de la presión admisible del terreno  $\sigma_{adm}$ ;

$d_r$  = Canto de referencia en función del coeficiente k

$\sigma_t$  = Presión uniforme del terreno sobre la zapata, en kN/m<sup>2</sup>.

v = vuelo de la zapata.

a, b = Dimensiones en planta de la zapata.

ao, bo = Dimensiones de la sección del soporte.

Este canto evita la comprobación de cortante.

En el caso de compresión excéntrica, la armadura principal debe resistir la tracción  $T_d$  indicada en el modelo, que resulta:

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} (1 + 3\eta)$$

$$R_{1d} = \frac{18060 \times 1,6}{2} \times 1,0318 = 14910,34 \text{ Kg}$$

$$x_1 = a \frac{1 + 4\eta}{4 + 12\eta} = \frac{1 + 4 \times 0,0106}{4 + 12 \times 0,0106} \times 1,20 = 0.752 \text{ m}$$

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85d} (x_1 - 0.25a) = U_s$$

$$T_d = \frac{14910,34}{0.85 \times 0.45} (0.752 - 0.25 \times 1.2) = U_s = 17619,54 \text{ Kg}$$

$$U_s = A_s \times f_{yd}$$

$$A_s = \frac{17619,54Kg}{3478,26Kg/cm^2} = 5.066cm^2$$

Siendo:

$\eta$  = la excentricidad relativa de la carga del soporte.

Con  $f_{yd} \leq 400$  N/mm<sup>2</sup>.

La comprobación de bielas y la del hormigón bajo la carga concentrada del pilar no es necesaria si la resistencia característica del hormigón de la zapata es igual a la del hormigón del pilar. Tampoco es necesario efectuar una comprobación de la zapata frente a esfuerzos cortantes o punzonamiento.

Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{5,066 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 4,483 \text{ (5 barras)}$$

Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b - \#barras \times \phi - 2r}{\#barras - 1} = \frac{120 \text{ cm} - 5 \times 1.2 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm}}{4} = 26 \text{ cm}$$

Constructivamente se pondrá cada 25 cm.

➤ Para ambas direcciones se deberá usar:

**5Ø12 C-25 cm**

### Comparación de resultados

	ANCHO (cm)	CANTO (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Largo (m)	VOL. (m <sup>3</sup> )	PESO (Kg)
FLEXÒN	120	20	6,58	13,2	0,288	68,18
BIELA TIRANTE	120	45	5,07	11	0,648	43,78

Precio para 1m<sup>3</sup> de hormigón se tiene de precios unitarios (Anexo – 8) se tiene:

$$\text{Cemento} = 388 \text{bs/m}^3$$

$$\text{Arena} = 54,34 \text{bs/m}^3$$

$$\text{Grava} = 114,74 \text{bs/m}^3$$

$$\text{Acero} = 6,2 \text{bs/Kg}$$

Costo de cada material para una zapata flexible:

$$\text{cemento} = 388 \frac{\text{bs}}{\text{m}^3} \times 0.288 \text{m}^3 = 111,74 \text{bs}$$

$$\text{arena} = 54,34 \frac{\text{bs}}{\text{m}^3} \times 0.288 \text{m}^3 = 15,65 \text{bs}$$

$$\text{cemento} = 114,74 \frac{\text{bs}}{\text{m}^3} \times 0.288 \text{m}^3 = 33,04 \text{bs}$$

$$\text{acero} = 6,2 \frac{\text{bs}}{\text{Kg}} \times 68,18 \text{Kg} = 422,72 \text{bs}$$

$$\text{costo total} = 111,74 + 15,64 + 33,04 + 422,72 = 583,14 \text{bs}$$

Costo de cada material para una zapata rígida:

$$\text{cemento} = 388 \frac{\text{bs}}{\text{m}^3} \times 0.648 \text{m}^3 = 251,42 \text{bs}$$

$$\text{arena} = 54,34 \frac{\text{bs}}{\text{m}^3} \times 0.648 \text{m}^3 = 35,21 \text{bs}$$

$$\text{cemento} = 114,74 \frac{\text{bs}}{\text{m}^3} \times 0.648 \text{m}^3 = 74,35 \text{bs}$$

$$\text{acero} = 6,2 \frac{\text{bs}}{\text{Kg}} \times 43,78 \text{Kg} = 271,43 \text{bs}$$

$$\text{costo total} = 251,42 + 35,21 + 74,35 + 239,82 = 632,41 \text{Bs}$$

Zapata	Flexible	Rígida
--------	----------	--------

Costo	583,14 Bs	632,41 Bs
-------	-----------	-----------