

**CAPÍTULO I**  
**ANTECEDENTES**

## **1.1. El problema.**

### **1.1.1. Planteamiento.**

El problema principal es la carencia del cálculo estructural de la estructura de sustentación.

El Cálculo estructural es necesario porque asigna el diseño y materiales más convenientes de la estructura para incorporarlos al Proyecto Arquitectónico y Proyecto Ejecutivo principalmente.

Realizar el Cálculo estructural es parte fundamental y básica del proceso previo a la construcción, ya que garantiza una correcta ejecución y durabilidad de la obra. Los resultados que se proporcionan son: la cantidad, la resistencia y el tamaño del material preciso para llevar a cabo determinada estructura. Se grafican también las técnicas y detalles particulares de armado para integrarlo al Proyecto Ejecutivo.

### **1.1.2. Formulación.**

Se analizó 2 planteamientos estructurales para la solución del Proyecto.

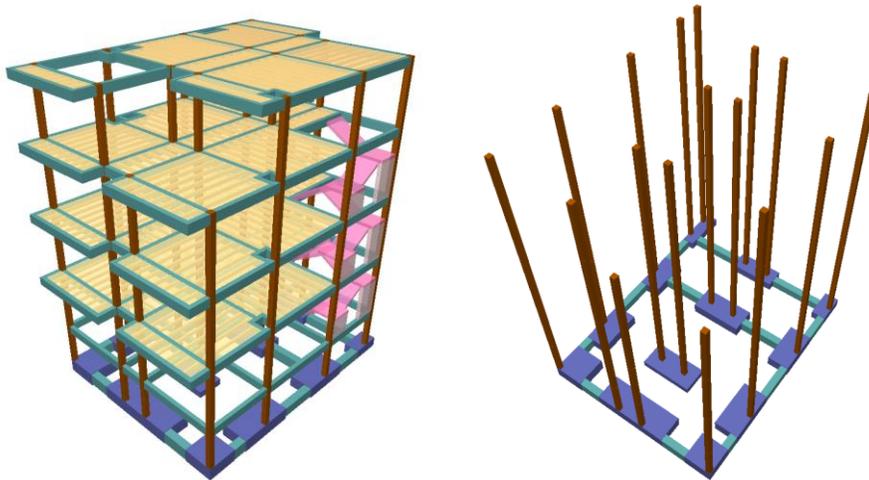
Alternativa 1

Forjados. – Losa alivianada con viguetas pretensadas.

Estructura de sustentación. - Pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas.

Fundación. – Zapatas aisladas y combinadas.

**Fig. 1.1.** Alternativa 1 de formulación.



Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

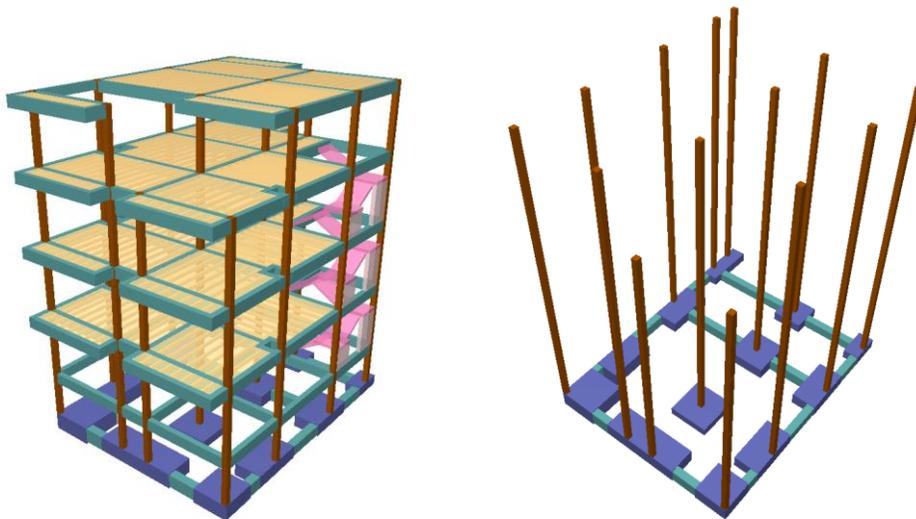
Alternativa 2

Forjados. – Losa alivianada con viguetas pretensadas.

Estructura de sustentación. - Pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas.

Fundación. – Zapatas aisladas y combinadas.

**Fig. 1.2.** Alternativa 2 de formulación.



Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

### **1.1.3. Sistematización.**

Se optará por tomar la Alternativa 2.

Para la implementación de la alternativa seleccionada, que comprende una estructura porticada de hormigón armado, se procederá al análisis estructural y diseño de los siguientes elementos:

- Entrepisos de losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento plastroformo.
- Estructura porticada de hormigón armado.
- Escalera de hormigón armado.
- Zapatas aisladas de hormigón armado

## **1.2. Objetivos.**

### **1.2.1. General.**

- Realizar el cálculo estructural de la vivienda Sargenti de 3 pisos, conforme a los parámetros y criterios del Código Boliviano del Hormigón CBH 87, haciendo uso del paquete estructural CYPE, realizando una verificación manual de los elementos más solicitados para garantizar la estabilidad y durabilidad de la estructura.

### **1.2.2. Específicos.**

- Realizar el levantamiento topográfico del lugar provisto para la implementación de la obra.
- Efectuar el estudio del suelo para la determinación de la capacidad portante del terreno de fundación de la estructura mediante el ensayo SPT.
- Determinar las diferentes cargas que actuarán en la estructura.
- Diseñar y verificar los elementos estructurales principales como ser: losas, vigas, columnas y zapatas aplicando la normativa vigente CBH-87 con la finalidad de diseñar una estructura funcional conforme a los parámetros establecidos.
- Elaborar los planos constructivos, especificaciones técnicas y cómputos métricos.
- Determinar los precios unitarios y calcular el presupuesto general de la obra gruesa del proyecto, en base a los cómputos métricos realizados.

- Estimar el cronograma para la ejecución de la obra.

### **1.3. Justificación.**

#### **1.3.1. Técnica.**

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitudes que se presentan durante las distintas etapas de su existencia, todo esto se demostrará mediante la aplicación de la Norma boliviana CBH-87.

#### **1.3.2. Socio económica.**

La cimentación y construcción de la vivienda contribuyen de manera notable a la actividad económica, generando empleo y adquiriendo los insumos empleados, además, beneficia al propietario ya que éste puede alquilar las tiendas de la planta baja y las habitaciones del segundo piso y sólo ocupar el 3er piso, haciendo así una inversión a futuro.

Desde la perspectiva social, es un elemento fundamental para la formación del patrimonio de la familia, mejora la calidad de vida de la misma.

#### **1.3.3. Ambiental.**

En la construcción de viviendas se tienen impactos de baja intensidad, reversibles y de corta duración.

Los escombros son de corta duración, reversibles porque se pueden colocar en un banco de escombros o pueden esparcirlos en algún lugar, los envases de plásticos o los metales se pueden aglutinar y llevar a un botadero municipal.

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

El alcance del proyecto, es lograr que el diseño estructural de la vivienda Sargenti de 3 pisos, ubicado en el barrio el molino Tarija – Cercado, vaya de acuerdo a las necesidades y requerimientos de la Norma boliviana del Hormigón CBH-87. En síntesis se establece:

- a) **Entrepisos:** Losa alivianada con plastoformo, la principal ventaja de las losas aligeradas a base de viguetas es que no requieren mano de obra especializada, descarta el uso de encofrados de madera durante el proceso constructivo, garantiza

un bajo desperdicio de material y una ejecución rápida que reduce el precio de la mano de obra.

- b) **Estructuras de sustentación:** Pórticos de H°A° conformado por vigas y columnas, la ventaja principal es que es un material con aceptación universal, por la disponibilidad de los materiales que lo componen, la desventaja es la poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión.
- c) **Fundación:** Zapatas de H°A°, este tipo de fundación estará de acuerdo al estudio del suelo realizado y a la ubicación de las columnas.

#### **1.4.1. Restricciones.**

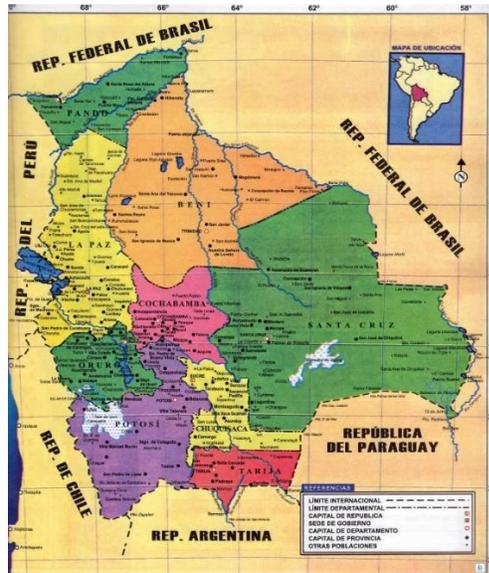
No se realizará el diseño de las instalaciones de los servicios básicos como ser: Las instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable, instalaciones sanitarias y desagüe pluvial, debido a que el proyecto se centra en el diseño y cálculo estructural de la obra.

#### **1.4.2. Aporte académico.**

Realizar la comparación técnico – económica de la escalera convencional de H°A°, compuesta de placas o losas de concreto armado, las cuales se apoyan en sus extremos, con la escalera ortopoligonal de H°A°.

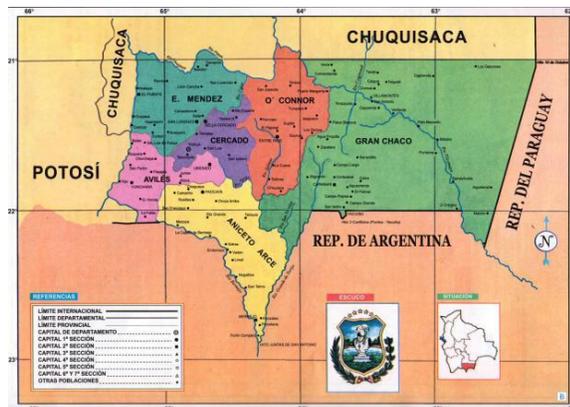
## 1.5. Localización del proyecto.

Fig. 1.3. Mapa de Bolivia



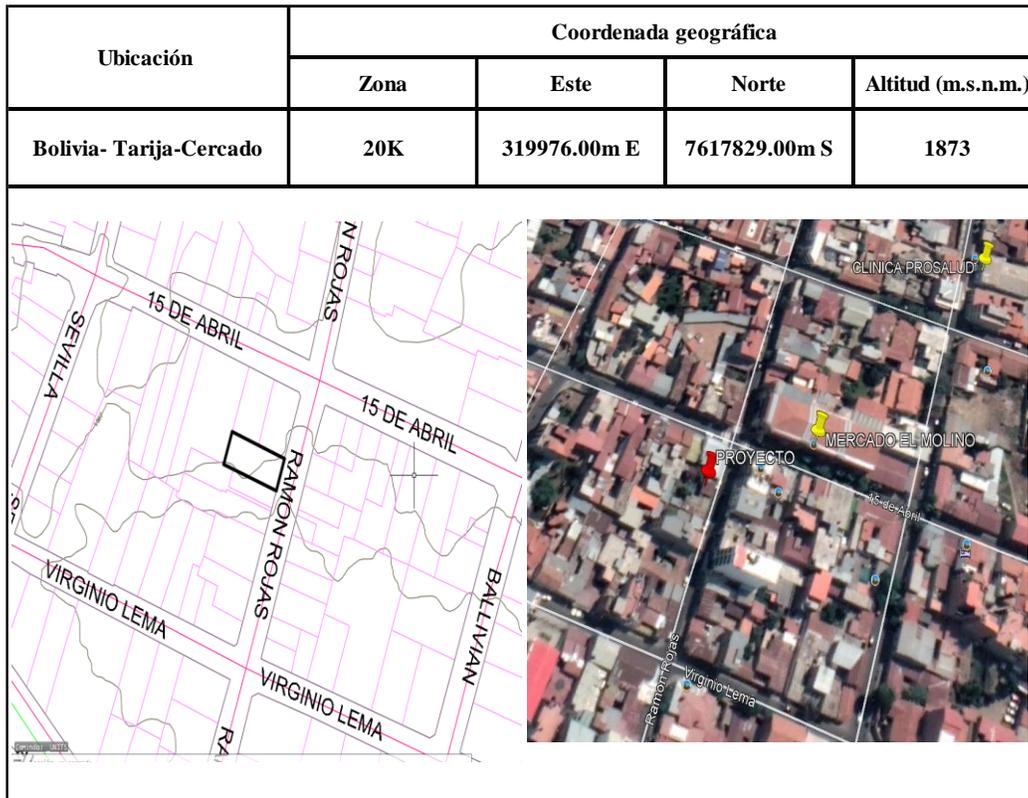
Fuente: <https://www.educa.com.bo/content/geografia>

Fig. 1.4. Mapa de Tarija



Fuente: <https://www.educa.com.bo/content/departamento-de-tarija>

**Fig. 1.5.** Localización del Proyecto.



Fuente: Google Earth

El proyecto se encuentra ubicado entre las calles 15 de abril y Virgino Lema, sobre la Ramón Rojas de la ciudad de Tarija.

La obra se localiza en la zona central de la ciudad de Tarija, lo cual favorece a la vivienda y al dueño de la misma, le otorga el beneficio de tener cerca todo tipo de servicios que se podría necesitar para el día a día, tales como supermercados, bancos, tiendas, gimnasios, cafeterías, restaurantes, bares, oficinas de administración para realizar diferentes trámites, entre muchos otros.

Las desventajas de vivir en el centro de la ciudad son: el excesivo ruido, la contaminación, los precios elevados, el tráfico y la dificultad para estacionarse.

**CAPÍTULO II**  
**FUNDAMENTO TEÓRICO**

## **2.1. Levantamiento topográfico.**

El levantamiento topográfico, es el conjunto de operación necesaria para obtener la representación de un determinado terreno natural.

Se realiza para tener una idea clara de la configuración del terreno, de la presencia de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre, se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración de las curvas de nivel del área en estudio, con ayuda de equipos topográficos.

Todos los resultados serán obtenidos mediante estación total.

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

Con el estudio de suelos se determina la capacidad portante del terreno. Esto se realizará mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo SPT (Prueba de penetración estándar).

Resumiendo, los pasos de un estudio convencional, son:

- Ensayos “in situ” (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, en pozos.
- Toma de muestras “in situ” de cada pozo realizado.
- Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
- Análisis de los resultados según los ensayos realizados “in situ” y de laboratorio.
- Elaboración del informe final con resultados, gráficos y tensiones calculadas.

## **2.3. Diseño arquitectónico.**

En la actualidad, el diseño arquitectónico se concentra principalmente en las inquietudes modernas como: la funcionalidad, la morfología y la estética.

## **2.4. Idealización de la estructura.**

### **2.4.1. Sustentación de edificación.**

La estructura está constituida por columnas de sección cuadrada de  $H^{\circ}A^{\circ}$ , también por las vigas.

Al hablar de sustentación, se toma en cuenta varios puntos, los cuales se mencionan a continuación:

Tipo de estructura, vinculación y cargas.

Nodo.- Los nodos unen o conectan los elementos estructurales, se consideran dos tipos: rígidos y articulados. Los primeros, tienen la propiedad de tener giros o desplazamientos angulares y lineales; los segundos solo se desplazan y no se presentan giros en los nodos.

Apoyos.- Son las fronteras de los sistemas estructurales, se pueden considerar como nodos, ya que tienen impedidos los desplazamientos angulares y lineales.

Grado de libertad.- Es una coordenada necesaria para describir la posición o configuración deformada de una estructura en cualquier instante.

Número de grados de libertad.- Es el número de coordenadas independientes que se requieren para describir la posición o configuración deformada de una estructura en cualquier instante.

Fuerzas generalizadas.- Las fuerzas en una estructura se pueden clasificar como: externas e internas. Las fuerzas externas, son las cargas y las reacciones en los apoyos; las fuerzas internas, son los elementos mecánicos conocidos como fuerzas axiales de cortante, los momentos flexionante y torsionante.

Marcos.- Los marcos se usan a menudo en edificios y se componen de vigas y columnas que están articulados o bien son rígidas en conexiones. La resistencia de un marco se deriva de las interacciones de momento entre las vigas y columnas.

Las propiedades de los suelos de apoyo de la fundación.- Éste se encargará de soportar las cargas que le transmitan las fundaciones.

## **2.5. Diseño estructural.**

### **2.5.1. Norma de diseño.**

El diseño y cálculo de los elementos estructurales de hormigón armado estarán a base de la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

### 2.5.2. Resistencia de materiales.

Resistencia característica de proyecto  $f_{ck}$ , es el valor que se adopta en el mismo, para la resistencia a compresión como base de los cálculos asociados en esta norma a un nivel de confianza del 95 % se denomina también, resistencia especificada.

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

**Tabla 2.1.** Resistencia del hormigón en función del tipo de acero

Tipo de acero	Solicitación	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, $f_{ck}$ , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215 L	Estática	12,5	H 12,5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	Estática	17,5	H 17,5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Donde:

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

$f_{yk}$  = Resistencia característica del acero [MPa].

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

H12.5; H15, H17.5; H20; H25; H30; H35; H40; H50; H55

Donde las cifras correspondientes a las resistencias de proyecto  $f_{ck}$ , en mega pascales (MPa).

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

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación. En casos especiales puede ser preciso tener en cuenta acciones de otra clase.

### **2.5.3. Coeficientes de minoración de las resistencias de los materiales.**

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos (2) de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia del acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

La tabla con los valores de los coeficientes se encuentra en el Anexo I.

### **2.5.4. Cargas actuantes.**

#### **2.5.4.1. Acciones permanentes.**

Se representan por “G” si son concentradas y por “g” si son repartidas. Con la estructura en servicio actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud o presentan, sólo en raras ocasiones, variaciones que resultan despreciables con respecto a su valor medio. Entre estas acciones permanentes se distinguen, por un lado, el peso propio del elemento resistente y, por otro, las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento.

#### **2.5.4.2. Acciones variables.**

Representadas por “Q” si son concentradas y por “q” si son repartidas, están constituidas por todas aquellas fuerzas que son extremas a las estructuras en sí, y para las cuales las variaciones son frecuentes o continuas, y no despreciables con respecto a su valor medio. Se subdividen en:

- Acciones variables de explotación o de uso, que son las propias del servicio que la estructura debe rendir.
- Acciones variables climáticas, que comprenden las acciones del viento y de la nieve o granizo.
- Acciones variables del terreno, debidas al peso del terreno y a sus empujes.
- Acciones variables debidas al proceso constructivo.

#### **2.5.4.3. Hipótesis de carga**

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán 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 utilizarán en las comprobaciones relativas

de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

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

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

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.

$Q_{eq}$  = 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.

$W_{eq}$  = valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general se tomará  $W_{eq} = 0$ .

$F_{eq}$  = valor característico de la acción sísmica.

## **2.6. Análisis de los miembros de hormigón armado.**

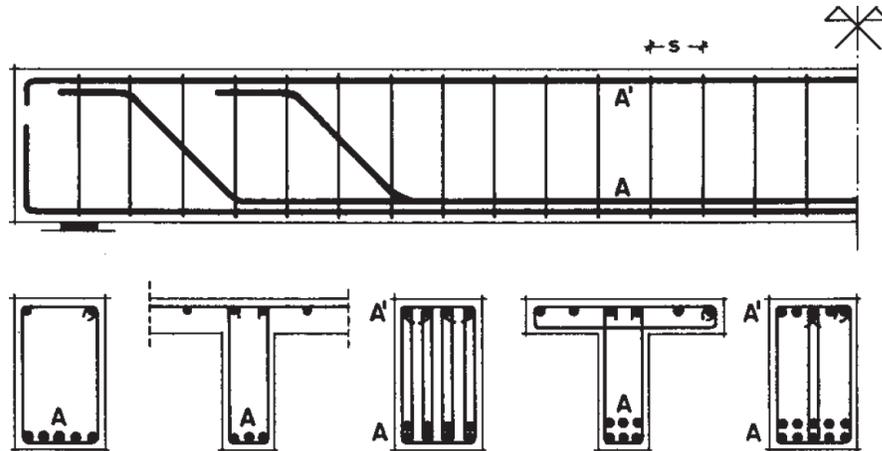
### **2.6.1. Diseño de vigas de H°A°**

Las vigas son elementos estructurales lineales sometidos esencialmente a esfuerzos de flexión, con fibras comprimidas y traccionadas. Las vigas se calculan de acuerdo a las hipótesis básicas en secciones sometidas a esfuerzos normales (véase 8.1 de CBH-87) a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones.

Antes de detallar cómo se proceden con los cálculos, deberán realizarse las comprobaciones especificadas en cuanto al valor mínimo de la resistencia del hormigón y a la resistencia mínima del hormigón en función de la calidad del acero.

Se recomienda además que las áreas de las secciones de cada una de las armaduras, tanto de tracción como de compresión, no sobrepasen el 4 % de la sección total del hormigón.

**Fig. 2.1.** Disposición de armadura longitudinal y transversal en vigas.



Fuente: Hormigón Armado (Montoya, 2009)

### 2.6.1.1. Dominios de deformación.

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B, o C definidos en la figura 2.6.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

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

Dominio 2: Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón:  $\epsilon_{cu} = 3,5$  por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$  el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

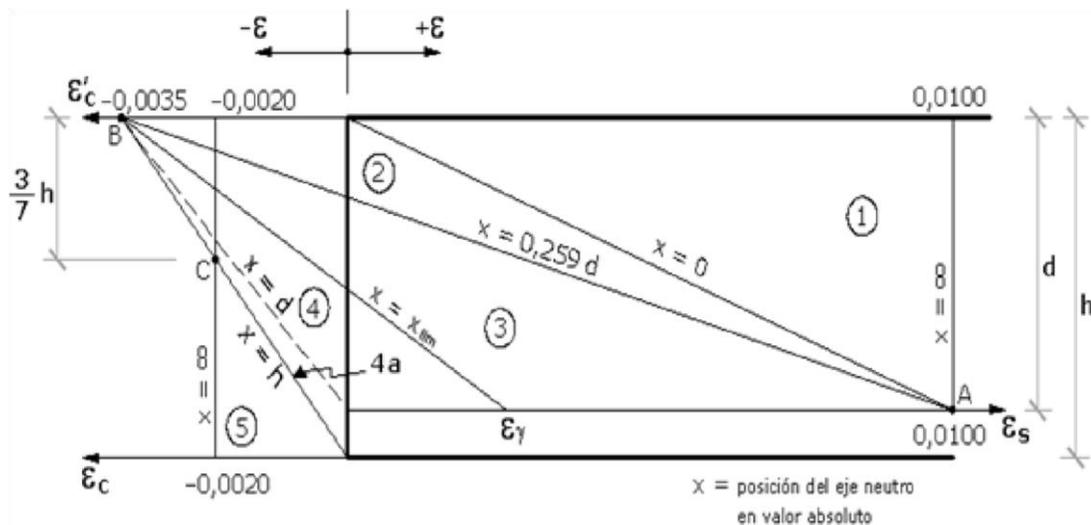
Dominio 4: Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0, donde el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

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

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

**Fig. 2.2.** Dominios de deformación.



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

### 2.6.1.2. Armadura longitudinal de vigas rectangulares.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

(1) Inicialmente se realiza un pre-dimensionamiento, es decir, un procedimiento previo al cálculo del dimensionado antes de poder calcular con precisión los esfuerzos actuantes, y así poder establecer dimensiones orientativas de la sección transversal de las vigas, que sirven de base para un cálculo de comprobación y reajuste de las dimensiones definitivas de las secciones.

En el pre-dimensionamiento se usa diferentes valores en función de la longitud del elemento y de algunos criterios que se han llegado a tomar, como rangos usuales para dimensionar vigas de marcos de hormigón que presentan resultados aceptables. Estos rangos son:

**Tabla 2.2.** Altura mínima de vigas no pretensadas.

Condición de apoyo	<i>h</i> mínimo <sup>(1)</sup>
Simplemente apoyadas	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado NB 1225001

Donde:

$l$  = Longitud de la viga.

(2) Se calcula la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”  $\rightarrow d = H - d_1$ )

(3) Se determina el momento de cálculo o momento mayorado ( $M_d$ ):

$$M_d = M_{\text{máx.}} * \gamma_f$$

Donde:

$\gamma_f$  = Coeficiente de seguridad de ponderación de las acciones o solicitaciones.

(4) Se determina el momento reducido ( $\mu_d$ ):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \text{fórmula 2.1.}$$

Donde:

$b_w$  = Ancho de la viga.

$d$  = Canto útil.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón ( $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_s$ ).

(5) Se verifica si la sección requiere armadura a compresión.

Se compara el valor obtenido en (4) con el momento reducido límite  $\mu_{\text{lím}}$ .

$\mu_d > \mu_{\text{lím}} \rightarrow$  Se necesita armadura de compresión y tracción.

$\mu_d \leq \mu_{\text{lím}} \rightarrow$  No se necesita armadura de compresión.

- Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite ( $\mu_d \leq \mu_{\text{lím}}$ ), la pieza no necesita armadura de compresión, por tanto, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción la cual corresponde al mayor valor de las siguientes expresiones:

$$A_s = \omega_s * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{fórmula 2.2.}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \omega_{s \text{ mín}} * bw * d \quad \text{fórmula 2.3.}$$

Donde:

$A_s$  = Área de la armadura a tracción.

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero. ( $f_{cd} = f_{yk}/\gamma_s$ )

$\omega_s$  = Cuantía mecánica, en función al valor de  $\mu_d$ .

$A_{s \text{ mín}}$  = Área mínima de la armadura a tracción.

$\omega_{s \text{ mín}}$  = Cuantía geométrica mínima.

### **2.6.1.3. Armadura transversal de vigas rectangulares.**

Dados los conocimientos actuales sobre la resistencia de las estructuras de hormigón frente a esfuerzos cortantes, se establece un método general de cálculo, llamado “regla de cosido”. La regla de cosido a la que se hace referencia, no es más que una generalización del método de las bielas y tirantes de Ritter-Mörsch, que proporciona resultados que se sitúan del lado de la seguridad respecto a los deducidos experimentalmente. Por ello, dado que existe un número suficientemente grande de tales resultados experimentales como para permitir, de forma segura, deducir métodos de cálculo con los que se consigue aprovechar mejor la capacidad resistente de los elementos estructurales ensayados, tales métodos se proponen en la Norma CBH-87, como métodos particulares de cálculo.

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, las armaduras transversales están constituidas por estribos y barras longitudinales levantadas. Los

estribos son armaduras independientes de las longitudinales y las barras levantadas son armaduras longitudinales que dejan de ser necesarias para resistir los momentos flectores, se doblan y suben hasta la cabeza comprimida donde se la ancla.

### 1) Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales.

Las prescripciones dadas en el capítulo 8.2 (Resistencia a esfuerzo cortante) de la norma CBH87 se aplican exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axiales de tracción o compresión.

Se consideran como elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total, cuyo ancho es igual o inferior a cinco veces dicho canto pudiendo ser su directriz recta o curva.

### 2) Esfuerzo cortante real.

Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante real de cálculo  $V_{rd}$  dado por la siguiente expresión:  $V_{rd} = V_d + V_{cd}$

Donde:

$V_d$  = Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores.

$V_{cd}$  = En piezas de sección variable el valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales tanto de tracción como de compresión sobre las fibras longitudinales de hormigón.

### 3) Comprobaciones que hay que realizar.

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente.

(a) **Obtención de  $V_{u1}$ :** El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma, se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * (1 + \cot g \alpha) * d \leq 0,45 * f_{cd} * b * d \quad \text{fórmula 2.4.}$$

En el caso de armadura transversal formada por estribos normales al eje de la pieza, dicha expresión se reduce a:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b * d \quad \text{fórmula 2.5.}$$

Esta comprobación no se exige en el eje del apoyo, sino en su borde.

**(b) Obtención de  $V_{u2}$ :** El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma, vale:

$$V_{u2} = V_{su} - V_{cu} \quad \text{fórmula 2.6.}$$

Donde:

$V_{su}$  = Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante en el estado límite último siendo:

$$V_{su} = \frac{A_s}{s} * 0,90 * f_{yd} * d \quad \text{fórmula 2.7.}$$

$V_{cu}$  = Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante, en estado último. En general se tomará:

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad \text{formula 2.8}$$

$$f_{cv} = 0.131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (MPa)} \quad \text{fórmula 2.9}$$

Donde:

$d$  = Canto útil de la sección.

$b_w$  = Ancho del alma de la viga.

$f_{cv}$  = Resistencia virtual del cálculo del hormigón a esfuerzo cortante dada en MPa.

La comprobación correspondiente a  $V_{u2}$  se efectuará para una sección situada a una distancia del borde del apoyo directo, igual al canto útil de la pieza hacia el centro de la luz y la armadura necesaria que resulte se llevará hasta el apoyo.

**c) Disposiciones relativas a las armaduras transversales.**

La separación  $S_t$  entre cercos o estribos deberá cumplir las siguientes condiciones:

$$s_t \begin{cases} \leq 30 \text{ cm} \\ \leq 0,85 * d \\ \leq 3 * b \end{cases}$$

En todos los casos se prolongará la colocación de cercos y estribos, en una longitud igual al medio canto de la pieza, más allá de la sección en que teóricamente dejen de ser necesarios. Todas las armaduras transversales deberán quedar perfectamente ancladas.

La cuantía mínima de dichas armaduras debe ser tal que se cumpla la relación.

$$A_{s_{\min}} = 0,02 * b_w * S * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{fórmula 2.10.}$$

#### d) Procedimiento de cálculo.

(1) Se calculan las resistencias de cálculo de los materiales:

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

(2) Se determina el esfuerzo cortante de cálculo  $V_d$ , el esfuerzo cortante resistente del hormigón  $V_{cu}$  y el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma  $V_{u1}$ :

$$V_d = \gamma_f * V \quad ; \quad V_{cu} = f_{cv} * b_w * d$$

$$f_{cv} = 0.131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (f_{ck} \text{ en MPa})$$

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

(3) Se realizan las siguientes comparaciones:

CASO 1 →  $V_d < V_{cu}$  → El refuerzo transversal corresponde el área mínima ( $A_{\min}$ ), debido a que el H° resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante.

CASO 2 →  $V_{cu} < V_d < V_{u1}$  → Se calcula  $A_s$  y  $A_{s_{\min}}$  y se escoge el valor mayor.

CASO 3 →  $V_{u2} > V_{u1}$  → Ninguno de los casos anteriores, por tanto, se debe aumentar la sección transversal de la viga.

(4) Se calcula el área transversal requerida:

$$\text{CASO 1: } A_{s_{\min}} = 0,02 * b_w * S * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

CASO 2: Se escoge el valor mayor de las siguientes expresiones:

$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu}$$

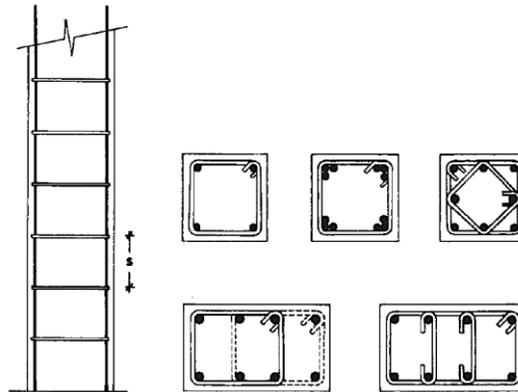
$$A_{s_{\min}} = 0,02 * b_w * S * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad ; \quad A_s = \frac{V_{su} * S}{0,90 * d * f_{yd}}$$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto, si se quiere encontrar el área para una pierna se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas, por ejemplo, para 2 piernas:  $A_s = A_{\phi} / 2$ .

### 2.6.2. Columnas de hormigón armado

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el normal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular. La armadura está constituida por barras longitudinales que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal (estribos) que tiene la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitar el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

**Fig. 2.3.** Disposición de armaduras longitudinal y transversal en columnas.



Fuente: Hormigón Armado (Montoya, 2009)

#### 2.6.2.1. Compresión simple.

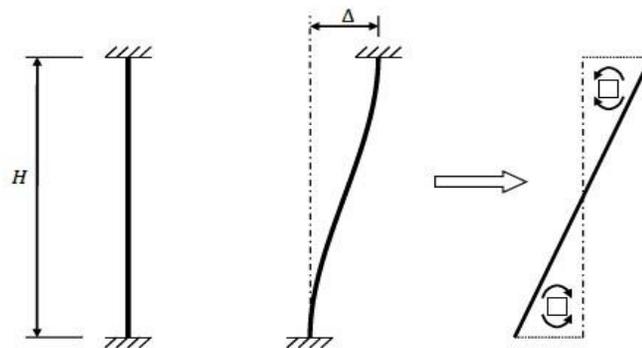
La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal “N” que actúa en el baricentro plástico de la sección. En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de

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.

### 2.6.2.2. Traslacionalidad e intraslacionalidad de las estructuras.

A los efectos del estudio de pandeo de soportes, caracterizar correctamente la estructura como traslacional o intraslacional tiene una enorme importancia. Se entiende por entramado intraslacional aquel en el que el desplazamiento relativo  $\Delta$  entre plantas consecutivas pueda ser considerado como inapreciable.

**Fig. 2.4.** Influencia de la traslacionalidad en una columna.



Fuente: Apuntes de Hormigón Armado adaptado a la Instrucción Española (EHE-08)

Como puede observarse en la figura 2.4, este desplazamiento  $\Delta$ , muy sensible a los efectos de segundo orden puede incrementar los esfuerzos flectores en base y cabeza de soportes. Si la tipología estructural controla la traslación relativa entre alturas consecutivas, puede hablarse de una estructura intraslacional. Estrictamente todos los entramados son traslacionales, por lo que su consideración como intraslacionales obliga a definir un umbral de desplazamientos laterales por debajo del cual esta hipótesis puede ser considerada válida.

La norma CBH-87 da las siguientes definiciones de estructura intraslacional y traslacional:

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

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

### 2.6.2.3. Longitud de pandeo.

La longitud de pandeo “ $l_0$ ” 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. En pórticos, las longitudes de pandeo en el plano considerado son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como:

Longitud de pandeo  $l_0 = k * L$

Donde “ $k$ ” se obtiene de los nomogramas correspondientes entrando con el valor de “ $\psi$ ”.

$$\psi_A = \frac{\sum E_c * \frac{I_c}{l_c} \text{ (Columnas que concurren en el punto A)}}{\sum E_v * \frac{I_v}{l_v} \text{ (Vigas que concurren en el punto A)}} \text{ (igual para } \psi_B \text{) fórmula 2.11.}$$

Donde:

$\psi_A$  = Relación de rigideces de las columnas a las vigas en el extremo “A” de la columna considerada.

$E_c$ = Módulo de elasticidad del material que compone la columna.

$l_c$ = Longitud real de la columna.

$I_c$ = Inercia bruta de la sección de la columna.

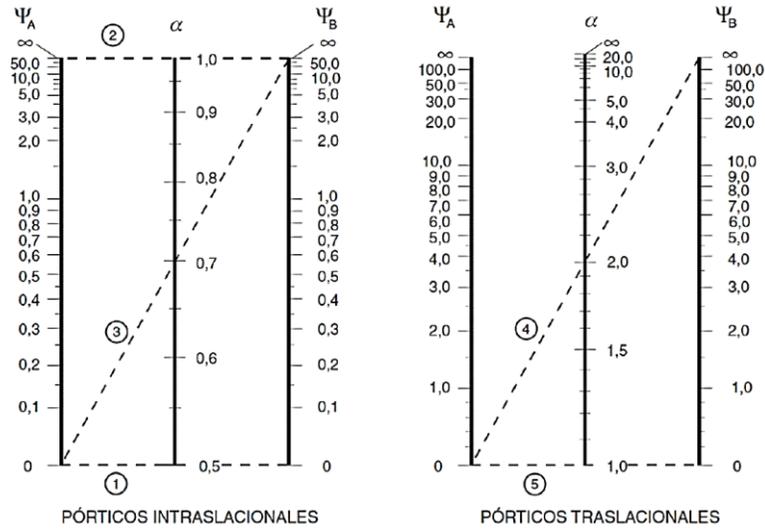
$E_v$ = Módulo de elasticidad del material que compone la viga.

$l_v$ = Longitud real de la viga.

$I_v$ = Inercia bruta de la sección de la viga.

$k$ = Puede obtenerse de los monogramas siguientes:

**Fig. 2.5.** Nomogramas para la obtención de la longitud de pandeo para pórticos.



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

#### 2.6.2.4. Clasificación de las columnas por esbeltez.

La esbeltez mecánica de un pilar de sección constante, es el cociente entre la longitud de pandeo del pilar y el radio de giro “i” de la sección total de hormigón, en la dirección considerada ( $i = A/I$ ).

La esbeltez geométrica, es el cociente entre la longitud de pandeo y la dimensión paralela al plano de pandeo considerado, ya sea “b” o “h”.

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión, pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en: columnas cortas y largas. La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada con su esbeltez. Si la esbeltez mecánica es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga. La norma CBH-87 define dos esbelteces:

$$\text{Esbeltez mecánica} \rightarrow \lambda m = \frac{\ell_0}{r} \quad ; \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{fórmula 2.12.}$$

$$\text{Esbeltez geométrica} \rightarrow \lambda g = \frac{\ell_0}{h} \quad ; \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{fórmula 2.13.}$$

Los valores límites para la esbeltez son los siguientes:

$\lambda < 35$  ( $\lambda_g < 10$ ) Se desprecian los efectos de segundo orden.

$35 \leq \lambda \leq 100$  ( $10 \leq \lambda_g \leq 29$ ) Puede calcularse excentricidad adicional ( $e_{fic}$ ).

$100 \leq \lambda \leq 200$  ( $29 \leq \lambda_g \leq 35$ ) Véase método general prescrito en 8.3.2.1. de CBH-87.

$\lambda > 200$  ( $\lambda > 58$ ) Esbelteces mecánicas no recomendables.

### 2.6.2.5. Excentricidades.

Excentricidad, es la distancia a la que actúa la sollicitación normal respecto del centro de gravedad de la sección y está constituida por:

- Excentricidad inicial o de primer orden, no es menor que la excentricidad accidental, siendo igual a  $M_1/N_1$ , donde  $M_1$  es el momento exterior aplicado, de primer orden y “N” la carga axial actuante.
- Excentricidad accidental  $e_a$ , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.
- Excentricidad ficticia  $e_{fic}$ , dimensión convencional para tomar en consideraciones los efectos de pandeo.
- Excentricidad equivalente  $e_o$ , valor representativo de la excentricidad de primer orden, cuando ésta tiene valores diferentes en los extremos de la pieza.
- Excentricidad total ( $e_{total} = e_o + e_a + e_{fic}$ ), valor con el que debe incorporarse la sollicitación normal para el diseño o verificación de la pieza.

**(a) Excentricidad inicial o de primer orden ( $e_o$ ):** Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{Md}{Nd} \quad \text{fórmula 2.14.}$$

**(b) Excentricidad mínima de cálculo o excentricidad constructiva ( $e_a$ ):** Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro de la sección, la Norma Boliviana no considera en el cálculo excentricidades de primer orden inferiores al valor siguiente:

$$e_a \geq \begin{cases} \frac{h}{20} & \text{o} \\ \frac{b}{20} & \text{depende de la dirección del pandeo} \end{cases} \quad \text{fórmula 2.15.}$$

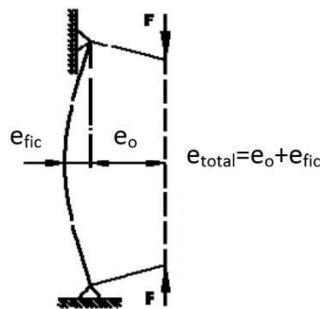
*2 cm*

Siendo “b” o “h” la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo. A esta excentricidad mínima se la designa por  $e_a$ .

**Método de la excentricidad ficticia:** Este método aproximado es aplicable a columnas de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de 100 ( $\lambda \leq 100$ ). Se distinguen dos casos, según sean o no iguales las excentricidades iniciales en los extremos del pilar.

- (1) Excentricidades iguales, en valor y signo, en los extremos.

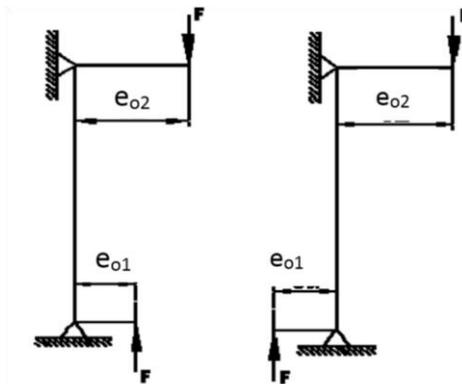
**Fig. 2.6.** Excentricidades iguales en valor y signo.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

- (2) Excentricidades diferentes en valor y/o signo, en los extremos.

**Fig. 2.7.** Excentricidades diferentes en valor y/o signo.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

En este caso, se adoptará una excentricidad de primer orden equivalente, en la sección crítica, de valor:

$$e_o = 0,6 e_{o2} + 0,4 e_{o1} \geq 0,4 e_{o2}$$

Donde:

$e_{o1}$  y  $e_{o2}$  = Excentricidades de primer orden en los extremos siendo la de mayor valor que se tomará como positiva y la de menor valor, que se tomará con el signo que le corresponda. La excentricidad equivalente, es válida para estructuras intraslacionales.

**(c) Excentricidad ficticia ( $e_{fic}$ ):**

Los efectos de segundo orden, provenientes del pandeo, se incorporan mediante una excentricidad ficticia:

$$e_{fic} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200}\right) * \frac{c+20e_o}{c+10e_o} * \frac{l_o^2}{i} 10^{-4} \quad \text{fórmula 2.16.}$$

Donde:

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

$c$  = Canto medido paralelamente al plano de pandeo que se considera.

$l_o$  = Longitud de pandeo.

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

**(d) Excentricidad final ( $e_f$ ):**

Conocidas las excentricidades: inicial, constructiva y ficticia, se calcula la excentricidad total:

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

Valor con el cual se establece el momento flector ficticio o representativo (donde queda incorporado el efecto del pandeo) y que juntamente con el esfuerzo normal solicitan la pieza. Con ambas solicitaciones se comprobarán las condiciones de agotamiento de la sección. Además, se comprobarán las secciones de los dos extremos del pilar sometidas a las correspondientes solicitaciones de primer orden. Debe tenerse en cuenta que la pieza deberá ser de sección y armadura constantes, compatibles con la máxima sollicitación, ya sea en el centro de la pieza o en sus extremos.

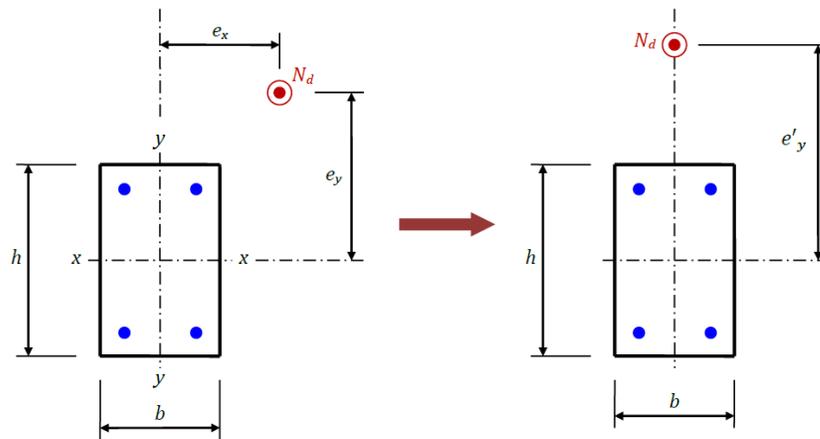
La excentricidad, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden, tiene en cuenta de forma

sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

### 2.6.2.6. Método de Jiménez Montoya.

Este método se debe a Pedro Jiménez Montoya y figura en el “Manual de Flexión Compresión” del CEB en el Anexo 7 de la instrucción EHE-08. Es aplicable a secciones armadas con el mismo número de barras en cada cara (4 redondos, 8, 12, 16, etc.) y consiste en la reducción del problema de flexión esviada a uno de flexión recta. Sea una sección rectangular de dimensiones  $h \times b$  sometida a un esfuerzo de compresión  $N_d$  y a flexiones  $M_{xd}$  y  $M_{yd}$ .

**Fig. 2.8.** Reducción de la flexión esviada a flexión recta.



Fuente: (Varona Moya, López Juárez, & Bañón Blázquez, 2012)

Si se definen los siguientes parámetros adimensionales:

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} \quad \text{fórmula 2.17.}$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_y}{f_{cd} * b * h^2} \quad \text{fórmula 2.18.}$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_x}{f_{cd} * b^2 * h} \quad \text{fórmula 2.19.}$$

Entonces el momento flector adimensional reducido de flexión recta vale:

$$\mu = \mu_1 * \beta * \mu_2 \quad \text{fórmula 2.20.}$$

Donde:

$\mu_1$  = es el mayor de los momentos  $\mu_x$  y  $\mu_y$

$\mu_2$  = es el menor de los momentos  $\mu_x$  y  $\mu_y$

$\beta$  = es un parámetro cuyo valor se recoge en la Tabla

**Tabla 2.3.** Altura mínima de vigas no pretensadas

$v.....$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	$\geq 1,0$
$\beta.....$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Por lo tanto, el flector  $M_d$  concomitante con el axil  $N_d$  en el problema reducido valdrá:

$$M_d = \mu * f_{cd} * b * h^2 \quad \text{si } \mu_1 = \mu_x \quad \text{fórmula 2.21.}$$

$$M_d = \mu * f_{cd} * b^2 * h \quad \text{si } \mu_1 = \mu_y \quad \text{fórmula 2.22.}$$

Deben respetarse las siguientes observaciones:

- Si la resolución del problema de flexión recta condujera a una capacidad adimensional  $\omega$  superior a 0.6 habría que repetir los cálculos con un valor de  $\beta$  aumentando en 0.1.
- Si la resolución condujera a un  $\omega$  inferior a 0.2 el valor de  $\beta$  se disminuirá en 0.1.

Este procedimiento proporciona unos errores medios del orden del 6% del lado de la seguridad en términos de esfuerzos últimos de compresión.

### 2.6.2.7. Armadura longitudinal.

Se situarán en las proximidades de la cara del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de la sección circular deben colocarse un mínimo de 6 barras, y debe seguirse las siguientes prescripciones en la disposición de las armaduras:

- (a) Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.
- (b) La separación máxima entre dos barras de la misma cara, no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas, debe arriostrarse mediante estribos, a manera de evitar el pandeo de la misma. Para que el hormigón pueda penetrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor a 2 cm que el diámetro de la 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.

(c) Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre 1 y 4 cm, no tienen que ser inferiores al diámetro de las barras ni al tamaño máximo del árido.

#### **2.6.2.8. Armadura transversal.**

El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

La separación “s”, entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las tres cantidades siguientes:

12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales.

La menor dimensión del núcleo de la sección, limitado por el borde exterior de la armadura transversal.

300 mm.

#### **2.6.3. Losa alivianada.**

##### **2.6.3.1. Generalidades.**

Las losas o placas son estructuras limitadas por dos planos paralelos de separación  $h$ , siendo el espesor  $h$  pequeño frente a las otras dimensiones. Se supone además que las cargas actúan en el plano medio de la placa y son normales al mismo. Las placas se encuentran sometidas fundamentalmente a esfuerzos de flexión.

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

**Fig. 2.9.** Componentes de losa alivianada.



Fuente: <https://www.studocu.com/es-ar/document/universidad-nacional-de-rosario/construcciones-de-hormigon/siarevalojournalmanagerviguetaspretensadas-6-17/28221390>

La losa alivianada se compone de tres elementos principales:

Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales, es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada.

Piezas aligerantes: Pueden ser de cerámica, mortero de cemento, fibra de madera aglomerada, plástico u otro material suficientemente rígido que no produzca daños al hormigón ni a las armaduras. Si se emplean con viguetas, semi-viguetas o encofrado discontinuo de tablonés, la resistencia en vano de las piezas será igual o mayor que 1 MPa. Se considera que no forman parte de la sección resistente del forjado.

Capa de compresión de hormigón que se construye en obra. Esta capa de compresión, tiene de 3 a 5 cm de espesor. La losa superior de los forjados, asegura la rigidez de éstos en su plano, necesaria para la adecuada distribución de los esfuerzos horizontales que recibe el edificio.

### **2.6.3.2. Altura $h$ y tipo de vigueta.**

La altura del complemento y el tipo de vigueta están determinados por la longitud que debe cubrir la vigueta, estos parámetros ya se encuentran estandarizados por el fabricante.

**Tabla 2.4.** Dimensiones de losa alivianada con viguetas.

Distancia vigas P (cm)	Dimensiones			Tipo de complemento	Consumo de hormigón
	e (cm)	h (cm)	b (cm)		
60	5	12	53	12x52x130	0,057
50	5	12	43	12x43x130	0,059
60	5	15	53	15x53x130	0,063
50	5	15	43	15x43x130	0,066
60	5	20	53	20x53x130	0,077
50	5	20	43	20x43x130	0,082

Fuente: Ficha técnica CONCRETEC.

Características técnicas de las viguetas de Concretec.

**Tabla 2.5.** Características técnicas de las viguetas de Concretec.

PRODUCTO	Dimensiones (cm)				Peso Promedio (Kg/ml)
	a	b	h	l	
Viguetas Pretensadas	11-12	6	10	Hasta 9,00 m	18,00

PRODUCTO	RESISTENCIA DEL ACERO $F_{yk} = \text{kg/cm}^2$	RESISTENCIA DEL HORMIGÓN $F_{ck} = \text{kg/cm}^2$
Vigueta Pretensada CONCRETEC	18.000	350
Vigueta Prefabricada	5.000	210

Fuente: Ficha Técnica Concretec.

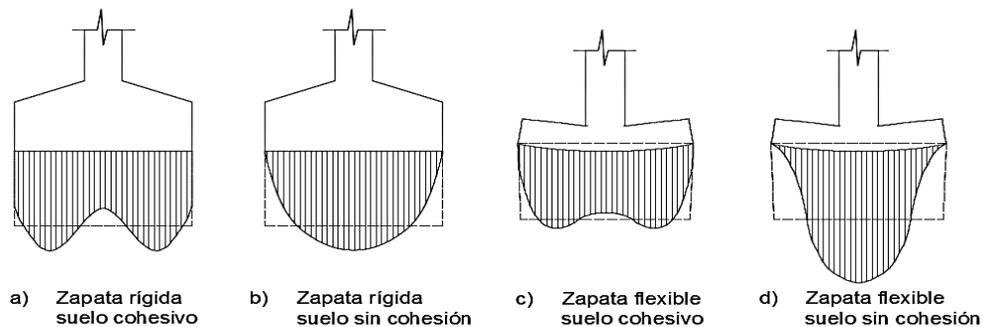
## 2.6.4. Cimentación de hormigón armado

Los elementos de cimentación se dimensionan para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas. Para ello es preciso que las solicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan íntegramente al terreno en que se apoya.

### 2.6.4.1. Distribución de tensiones en el terreno

La distribución de las tensiones del terreno sobre la base de una zapata depende fundamentalmente del tipo de suelos y rigidez de la zapata como se muestra en la siguiente figura:

**Fig. 2.10.** Distribución de presiones bajo una zapata.



Fuente: Hormigón Armado (Montoya, 2009)

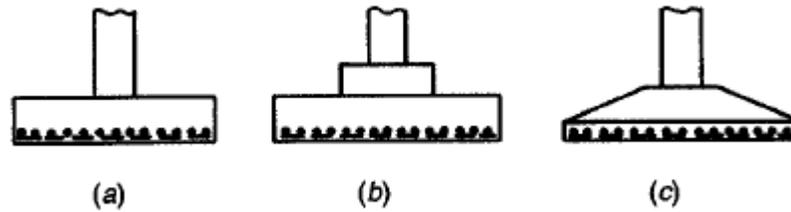
### 2.6.4.2. Zapatas aisladas

Las zapatas para columnas individuales representan voladizos que se proyectan hacia afuera desde la columna en las dos direcciones y cargados hacia arriba con la presión del suelo. En la superficie se producen los correspondientes esfuerzos de tensión en estas dos direcciones. En consecuencia, estas zapatas se refuerzan mediante dos capas de acero perpendiculares entre si y paralelas a los bordes.

El área requerida de contacto se obtiene dividiendo la carga total, que incluye el peso propio de la zapata, por la presión de contacto seleccionada. En esta etapa debe estimarse el peso de las zapatas que generalmente está entre un cuatro por ciento y un ocho por ciento de la carga de la columna, intervalo en el que el primer valor es aplicable a los tipos de suelo más fuertes.

Al calcular los momentos flectores y los cortantes, únicamente se considera la presión hacia arriba  $q_u$  generada por las cargas mayoradas de la columna. El peso mismo de la zapata no produce momentos ni cortantes, al igual que no existen, obviamente, momentos ni cortantes en un libro que descansa sobre la superficie de una mesa.

**Fig. 2.11.** Zapatas para columnas individuales.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Arthur H. Nilson; Duodécima edición)

### 1. Dimensionamiento en planta.

$$el = \frac{M_{sx}}{P_s} \quad eb = \frac{M_{sy}}{P_s} \quad \text{fórmula 2.23.}$$

$$B_{min} = |el| + |eb| + \sqrt{\frac{P_s}{\sigma_{adm}} + (|el|^2 + |eb|^2)} \quad \text{fórmula 2.24.}$$

Donde

$M_{sx}$  = Momento de Servicio en x.

$M_{sy}$  = Momento de Servicio en y.

$P_s$  = Carga de Servicio.

$\sigma$  = Capacidad Admisible del suelo.

$B_{min}$  = ancho mínimo de la zapata

Verificación Geotécnica:

$$\sigma_1 = \frac{P_s}{B \cdot L} \left( 1 - \frac{6 \cdot el}{L} - \frac{6 \cdot eb}{B} \right) + \frac{M_{Vxs}}{I_x} \cdot \frac{h}{2} + \frac{M_{Vys}}{I_y} \cdot \frac{b}{2} \leq \sigma_{adm} \quad \text{fórmula 2.25.}$$

$$\sigma_3 = \frac{P_s}{B \cdot L} \left( 1 + \frac{6 \cdot el}{L} + \frac{6 \cdot eb}{B} \right) + \frac{M_{Vxs}}{I_x} \cdot \frac{h}{2} + \frac{M_{Vys}}{I_y} \cdot \frac{b}{2} \leq \sigma_{adm}$$

## 2. Dimensionamiento en elevación “h”.

El dimensionamiento en elevación está en función del  $\sigma_{adm}$  del terreno, se puede asumir y verificar más adelante.

$$d = h - r1 - \frac{\emptyset}{2}$$

## 3. Cálculo de área de refuerzo.

$$ud = \frac{Md}{bw*d^2*fcd} \quad \text{fórmula 2.26.}$$

Donde:

Ud = Momento reducido de cálculo.

Md = Momento de diseño.

bw = Ancho de la zapata.

d = Canto útil (distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más fraccionada).

Cuando ya se tiene ud con tablas de Dominio 2 y Dominio 3 que están en flexión simple se puede determinar la cuantía mecánica “w”.

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd} \quad \text{fórmula 2.27.}$$

Donde:

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

w = Cuantía mecánica de la armadura.

fyd = Resistencia de cálculo del acero.

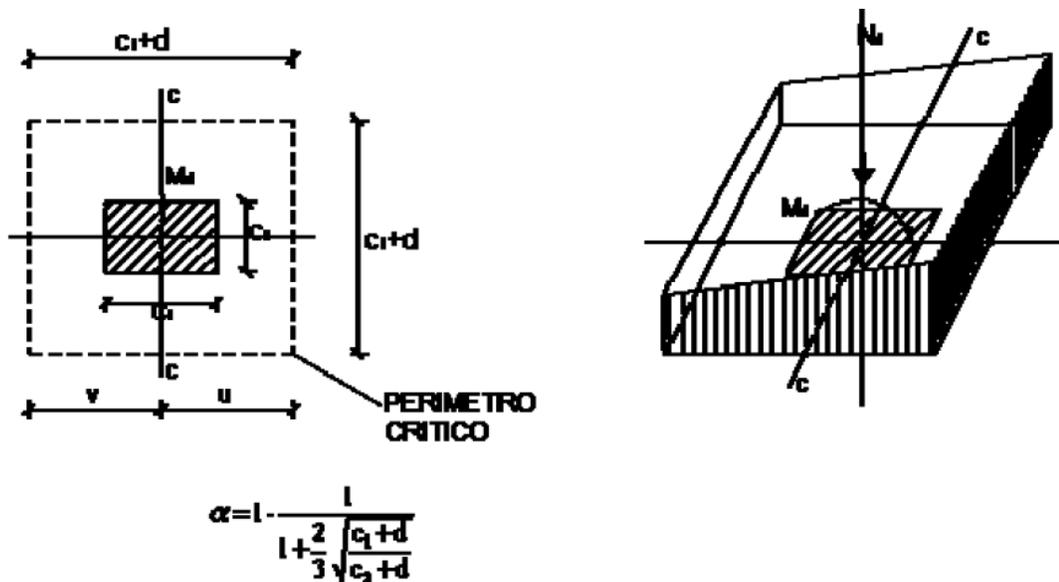
bw = Ancho de la zapata.

d = Canto útil (distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más fraccionada).

#### 4. Verificación a punzonamiento

Se comprobará a punzonamiento la sección constituida por el conjunto de secciones verticales resistentes, situadas alrededor del pilar y a una distancia igual a la mitad del canto útil de la placa, contada a partir del borde del capitel, o del pilar si no existe capitel. (véase figura 2.12.)

Fig. 2.12. Pilares Interiores.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

No será necesaria armadura de punzonamiento si se cumplen las siguientes limitaciones:

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha * M_d * u}{J_c} \leq 2f_{cv} \quad \text{fórmula 2.28.}$$

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha * M_d * v}{J_c} \leq 2f_{cv} \quad \text{fórmula 2.29.}$$

donde:

$N_d$  = valor de cálculo de la reacción del pilar, descontada la parte de la misma que carga directamente en la zona de punzonamiento.

$A_c$  = área del conjunto de secciones verticales resistentes que hay que comprobar, igual al producto del perímetro crítico, por el canto útil de la placa (véase figura 2.12.).

$\alpha$  = fracción del momento que se transmite, desde la placa al pilar, por excentricidad de cortante. Su valor se indica en la figura 2.12.

$M_d$  = en los casos de pilares interiores, diferencia entre los momentos flectores de cálculo que actúan a ambos lados del plano vertical que coincide con la correspondiente fibra neutra “c - c”, de la sección que se va a comprobar (véase figura 2.12.). La comprobación debe ser efectuada para cada una de las direcciones de los ejes ortogonales de la sección del elemento.

En el caso de pilares de borde, en dirección paralela al mismo, diferencia entre los momentos flectores de cálculo que actúan a ambos lados del plano vertical coincidente con la fibra neutra “c - c”, de la sección que se comprueba y en dirección perpendicular al borde, momento flector de cálculo que actúa en la sección vertical que coincide con la correspondiente fibra neutra “c - c”, de la sección que se comprueba.

En el caso de pilares de esquina, momento flector de cálculo que actúa en la sección vertical que coincide con la fibra neutra “c - c”, de la sección que se va a comprobar.

$d$  = canto útil de la placa.

$J_c$  = momento de inercia combinado, o momento polar, de la sección que se va a comprobar.

$f_{cv}$  = resistencia virtual de cálculo del hormigón, a esfuerzo cortante.

$$f_{cv} = 0.131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ (MPa)}$$

$u, v$  = distancia de la fibra neutra “c - c”, de la sección que hay que comprobar, a los bordes de la misma, definidos por el perímetro crítico.

### **5. Verificación a vuelco y deslizamiento.**

En todo elemento de cimentación sometido a momentos o fuerzas horizontales, deberá comprobarse su seguridad al vuelco y al deslizamiento. La comprobación consistirá en verificar que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores respecto al punto “A” (véase figura 2.13.) superan los momentos de vuelco; es decir, que se cumple:

$$(N + G) \left( \frac{a}{2} \right) \geq (M + V * h) * \gamma_1 \quad \text{fórmula 2.30.}$$

donde:

$N$ ,  $M$ ,  $V$  = esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante, en la cara superior de la cimentación.

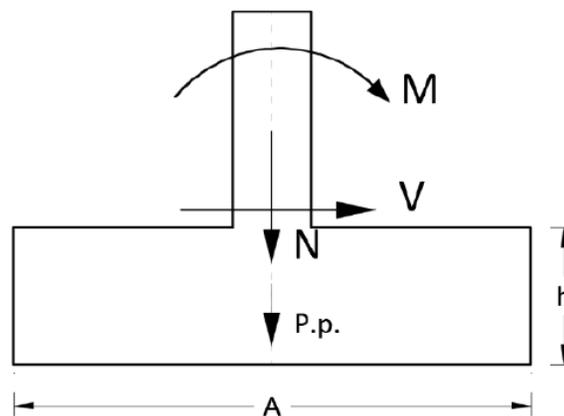
$G$  = peso propio de la cimentación.

$a$  = ancho del elemento de cimentación.

$h$  = altura total del elemento de cimentación.

$\gamma_1$  = coeficiente de seguridad al vuelco, para el que se recomienda adoptar el valor 1.5.

**Fig. 2.13.** Esfuerzos actuantes en la zapata.



Fuente: Elaboración Propia

Para la comprobación de la seguridad al deslizamiento, como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. El posible empuje pasivo sobre la cara lateral del elemento no se tendrá en cuenta a menos que esté garantizada su actuación permanente. Se verificará que se cumplen las siguientes expresiones:

- para suelos sin cohesión (arenas):  $(N + G)t_g\phi_d \geq \gamma_2 V$  fórmula 2.31.

- para suelos cohesivos (arcillas):  $AC_d \geq \gamma_2 V$  fórmula 2.32.

donde:

$N$ ,  $V$  = esfuerzo normal y esfuerzo cortante, en la cara superior de la cimentación (véase figura 2.13.)

$G$  = peso propio de la zapata.

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

$C_d = 0,5 c$  = valor de cálculo de la cohesión.

$A$  = área de la base del elemento de cimentación

$\gamma_2$  = coeficiente de seguridad al deslizamiento, para el que puede tomarse el valor 1,5.

### **2.6.5. Escalera.**

Una escalera es uno de los recursos arquitectónicos que, con más frecuencia, se utiliza para comunicar espacios situados en diferentes planos.

La tipología estructural de las escaleras es muy variada sin embargo, las escaleras más comúnmente empleadas son aquellas que su configuración estructural está basada en losas o placas de concreto armado apoyadas en sus extremos y escalonadas de tal forma que se facilita la movilización a través de ellas.

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

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

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 en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama Desembarco.

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

-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 60cm, mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80cm, aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

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; solo 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.

## **2.7. Estrategia para la ejecución del proyecto.**

La estrategia de la ejecución es el procedimiento de poner en marcha el proyecto el cual está ligado a recursos de materia prima como también de recursos humanos ya que este está ligado con el personal que disponemos para poder hacer escuadrillas de trabajo.

### **2.7.1. 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.

### **2.7.2. Precios unitarios.**

Para poder determinar el presupuesto por precios 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 determine el costo parcial.

### **2.7.3. 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.

### **2.7.4. 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 del desglose de los elementos que constituyen la construcción; cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

### **2.7.5. Planeamiento y Cronograma.**

En toda actividad a realizar se requiere conocimientos precisos y claros de lo que se va a ejecutar de su finalidad, viabilidad, elementos disponibles, capacidad financiera, etc.

Es una etapa previa que se debe desarrollar separadamente y para la cual también puede utilizarse el método de la Ruta Crítica.

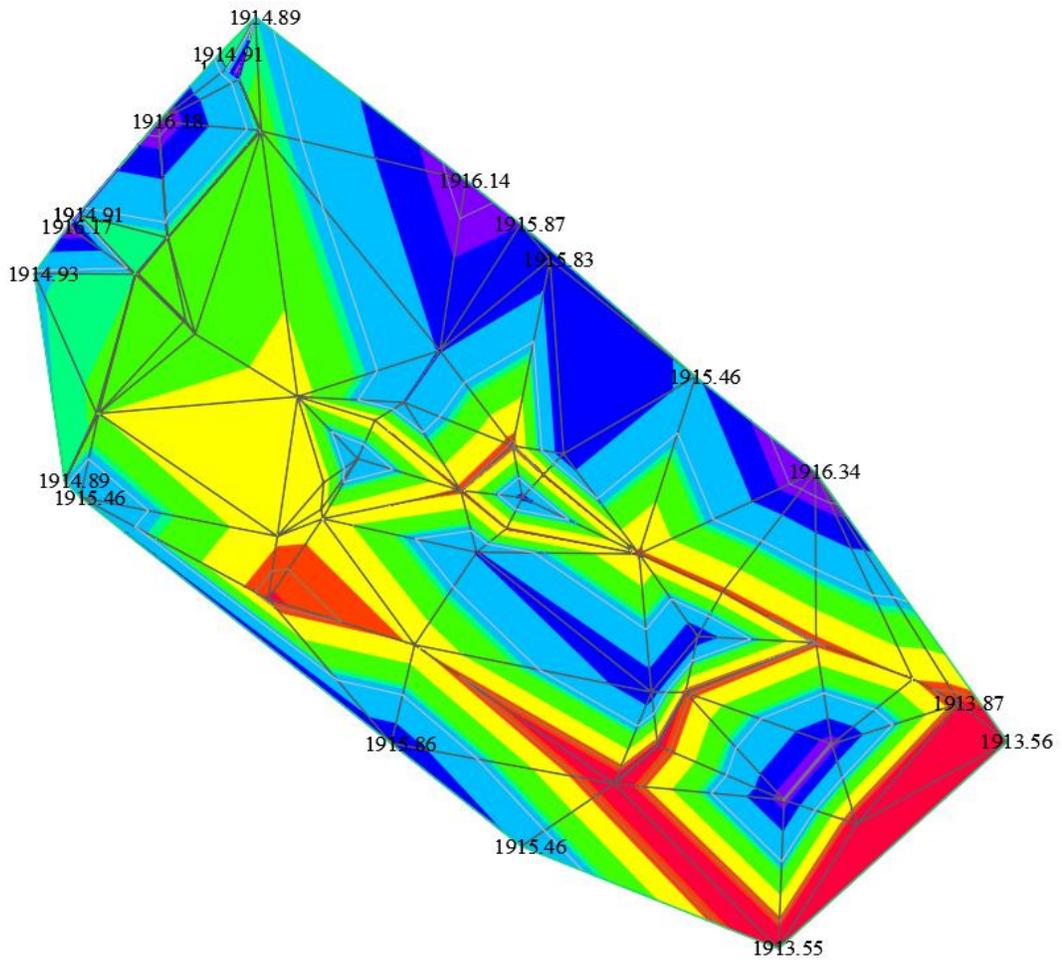
**CAPÍTULO III**  
**INGENIERÍA DEL PROYECTO**

### 3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

Topográficamente el área de emplazamiento es relativamente plana, el terreno cuenta con una superficie de 225.38 m<sup>2</sup>.

Cota max: 1916.48m y Cota min: 1913.55m.

**Fig. 3.1.** Levantamiento topográfico.



Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 3.1.** Tabla de elevaciones.

0	7617775	3200513	1914	28	7617774,87	320043,39	1915,456
1	7617775	320051	1914	29	7617767,88	320052,21	1915,456
2	7617780,52	320043,38	1914,906	30	7617777,28	320055,7	1915,455
7	7617784,47	320046,89	1914,892	31	7617775,37	320058,09	1916,336
8	7617782,21	320046,98	1914,834	44	7617775,89	320052,04	1913,946
9	7617782,19	320047,01	1914,723	45	7617775,32	320052,65	1914,007
10	7617780,06	320045,12	1914,825	46	7617773,73	320054,57	1914,026
11	7617780,06	320045,14	1914,769	47	7617772,98	320056,24	1914,011
12	7617779,33	320044,49	1914,825	48	7617771,95	320058,1	1913,989
13	7617779,34	320044,54	1914,62	49	7617771,23	320060,04	1914,096
14	7617778,39	320045,46	1914,802	50	7617770,74	320060,98	1913,868
15	7617778,39	320045,5	1914,594	51	7617769,97	320061,93	1913,556
16	7617778,39	320045,5	1914,594	52	7617765,83	320057,35	1913,552
17	7617777,78	320044,96	1914,774	53	7617768,32	320058,92	1913,601
15	7617776,55	320043,71	1914,8	56	7617770,96	320055,49	1913,922
16	7617776,54	320043,76	1914,456	57	7617769,9	320054,94	1913,784
17	7617775,19	320043,08	1914,893	58	7617769,89	320054,94	1913,784
18	7617778,13	320045,69	1914,606	59	7617769,13	320054,06	1913,631
19	7617769,94	320049,61	1915,864	60	7617772,83	320047,15	1913,891
20	7617783,28	320046,54	1916,478	61	7617774,44	320048,23	1914,185
21	7617783,27	320046,55	1914,884	62	7617775,16	320048,26	1914,218
22	7617783,23	320046,57	1914,88	63	7617774,63	320048,21	1914,189
23	7617781,21	320051,1	1916,136	64	7617776,88	320047,74	1914,321
24	7617779,63	320052,78	1915,83	65	7617774,24	320051,92	1914,007
25	7617780,33	320052,2	1915,868	66	7617771,91	320050,08	1914,108
26	7617780,29	320043,14	1916,171	67	7617774,09	320047,33	1914,132
27	7617782,38	320044,95	1916,177	68	7617776,4	320049,28	1914,113

Fuente: Elaboración Propia.

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

#### **3.2.1. Capacidad de carga con el método de Terzaghi:**

##### **Sondeo N°1**

Para lograr respaldar el resultado obtenido en campo es que se demuestra el cálculo de la carga admisible por el método teórico de Terzaghi.

Los datos obtenidos del estudio de suelo realizado en campo son:

Número de golpes (SPT) en campo=14

Corrección de número de golpes ( $N_{60}$ )

En el campo, la magnitud de  $E_r$  puede variar de 30 a 90%. La práctica estándar actual en Estados Unidos es expresar el valor  $N$  para una relación energética promedio de 60% ( $\approx N_{60}$ ). Así pues, la corrección por los procedimientos de campo y con base en las observaciones de campo parece razonable para estandarizar el número de penetración estándar como una función de la energía de entrada de hincado y su disipación alrededor del muestreador hacia el suelo circundante. (Das., 2011)

$$N_{60} = \frac{N * \eta_H * \eta_B * \eta_S * \eta_R}{60}$$

Donde:

$N_{60}$ = número de penetración estándar corregido para condiciones de campo.

$N$ = número de penetración medido = 14

$\eta_H$ = eficiencia del martillo (%) = 45

$\eta_B$ = corrección para el diámetro de la perforación =1

$\eta_S$ = corrección del muestreador = 1

$\eta_R$ = corrección para la longitud de la varilla = 0.75

$$N_{60} = \frac{14 * 45 * 1 * 1 * 0.75}{60} = 7.875 \approx 8$$

### **Corrección para el número de penetración estándar en suelo granular.**

En suelos granulares, el valor  $N_{60}$  se ve afectado por la presión de sobrecarga efectiva,  $\sigma'_o$ . Por esa razón, el valor  $N_{60}$  obtenido a partir de la exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de  $\sigma'_o$ . Es decir:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = valor corregido  $N$  para un valor estándar de  $\sigma'_o$  ( $\approx 100$  kN/m<sup>2</sup>)

$C_N$  = factor de corrección.

$N_{60}$  = valor N obtenido del campo.

Se han propuesto muchas relaciones empíricas para  $C_N$ . Algunas de ellas se dan a continuación. Las relaciones más comúnmente citadas son las dadas por Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986).

Relación de Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \left[ \frac{1}{\left( \frac{\sigma'_o}{P_a} \right)} \right]^{0.5}$$

Donde:

$$\sigma'_o = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$C_N = \left[ \frac{1}{\left( \frac{100 \text{ kN/m}^2}{100 \text{ kN/m}^2} \right)} \right]^{0.5}$$
$$C_N = 1$$

Entonces:

$$(N_1)_{60} = 1 * 8$$

**Correlación entre  $(N_{60})$  Y  $(N_1)_{60}$  con el ángulo pico de fricción en el suelo granular.**

El ángulo pico efectivo de fricción de suelos granulares,  $\phi'$ , fue correlacionado con el número de penetración estándar corregido por Peck, Hanson y Thornburn (1974). Le dieron una correlación entre  $(N_1)_{60}$  y  $\phi'$  en una forma gráfica, que se puede aproximar como (Wolff, 1989)

$$\phi'(\text{grad}) = 27.1 + 0.3 * (N_1)_{60} - 0.00054[(N_1)_{60}]^2$$

$$\phi'(\text{grad}) = 27.1 + 0.3 * 8 - 0.00054[8]^2$$

$$\phi'(\text{grad}) = 29.46544$$

Capacidad última de carga

$$q_u = c' * N_c + qN_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (\text{cimentación en franja})$$

Donde:

$c'$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$$q = \gamma * D_f$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales y solo funciones del ángulo de fricción del suelo,  $\phi'$ .

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) * e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

La expresión para  $N_c$  fue deducida originalmente por Prandtl (1921), y la relación de  $N_q$  fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para  $N_\gamma$  como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Entonces:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{29.465^\circ}{2} \right) * e^{\pi \tan(29.465^\circ)}$$

$$N_q = 17.322$$

$$N_c = (17.322 - 1) \cot(29.465^\circ)$$

$$N_c = 28.891$$

$$N_\gamma = 2(17.322 + 1) \tan(29.465^\circ)$$

$$N_\gamma = 20.703$$

Peso específico del suelo:

**Tabla 3.2.** Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco típicos para algunos suelos.

Tipo de suelo	Relación de vacíos $e$	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco, $\gamma_d$	
			(lb/pie <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
Arena uniforme suelta	0.8	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	120	19
Arcilla dura	0.6	21	108	17
Arcilla suave	0.9-1.4	30-50	73-92	11.5-14.5
Loes	0.9	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2	90-120	38-51	6-8
Morrena glacial	0.3	10	134	21

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones BRAJA M.DAS.

Arena uniforme suelta:

$$\gamma = 14.5 \frac{kN}{m^3}$$

Profundidad de la cimentación:

$$D_f = 2.2 \text{ m}$$

Ancho de la cimentación:

$$B = 2 \text{ m}$$

Sobrecarga del suelo que esta encima de la base de la zapata:

$$q = \gamma * D_f = 14.5 \frac{kN}{m^3} * 2.2m = 31.9 \frac{kN}{m^2}$$

Reemplazando Valores:

$$q_u = 0 * 28.891 + 31.9 \frac{kN}{m^2} * 17.322 + \frac{1}{2} * 14.5 \frac{kN}{m^3} * 2 \text{ m} * 20.703$$

$$q_u = 852.78 \frac{kN}{m^2}$$

Capacidad de carga permisible por unidad de área de suelo con un factor de seguridad (FS=3)

$$q_{neta(adm)} = \frac{q_u}{FS}$$
$$q_{neta(adm)} = \frac{852.78 \frac{kN}{m^2}}{3}$$
$$q_{neta(adm)} = 0.284 MPa$$

### **Sondeo N°2**

Para lograr respaldar el resultado obtenido en campo es que se demuestra el cálculo de la carga admisible por el método teórico de Terzaghi.

Los datos obtenidos del estudio de suelo realizado en campo son:

Número de golpes (SPT) en campo=15

Corrección de número de golpes ( $N_{60}$ )

$$N_{60} = \frac{N * \eta_H * \eta_B * \eta_S * \eta_R}{60}$$

Donde:

$N_{60}$ = número de penetración estándar corregido para condiciones de campo.

$N$ = número de penetración medido = 14

$\eta_H$ = eficiencia del martillo (%) = 45

$\eta_B$ = corrección para el diámetro de la perforación =1

$\eta_S$ = corrección del muestreador = 1

$\eta_R$ = corrección para la longitud de la varilla = 0.75

$$N_{60} = \frac{14 * 45 * 1 * 1 * 0.75}{60} = 8.438 \approx 9$$

**Corrección para el número de penetración estándar en suelo granular.**

En suelos granulares, el valor  $N_{60}$  se ve afectado por la presión de sobrecarga efectiva,  $\sigma'_o$ . Por esa razón, el valor  $N_{60}$  obtenido a partir de la exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de  $\sigma'_o$ . Es decir.

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Donde:

$(N_1)_{60}$  = valor corregido N para un valor estándar de  $\sigma'_o$  ( $\approx 100 \text{ kN/m}^2$ )

$C_N$  = factor de corrección.

$N_{60}$  = valor N obtenido del campo.

Se han propuesto muchas relaciones empíricas para  $C_N$ . Algunas de ellas se dan a continuación. Las relaciones más comúnmente citadas son las dadas por Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986).

Relación de Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \left[ \frac{1}{\left(\frac{\sigma'_o}{P_a}\right)} \right]^{0.5}$$

Donde:

$\sigma'_o = 100 \text{ kN/m}^2$

$P_a = 100 \text{ kN/m}^2$

$$C_N = \left[ \frac{1}{\left(\frac{100 \text{ kN/m}^2}{100 \text{ kN/m}^2}\right)} \right]^{0.5}$$

$$C_N = 1$$

Entonces:

$$(N_1)_{60} = 1 * 8$$

**Correlación entre  $(N_{60})$  Y  $(N_1)_{60}$  con el ángulo pico de fricción en el suelo granular.**

El ángulo pico efectivo de fricción de suelos granulares,  $\phi'$ , fue correlacionado con el número de penetración estándar corregido por Peck, Hanson y Thornburn (1974). Le dieron una correlación entre  $(N_1)_{60}$  y  $\phi'$  en una forma gráfica, que se puede aproximar como (Wolff, 1989).

$$\phi'(grad) = 27.1 + 0.3 * (N_1)_{60} - 0.00054[(N_1)_{60}]^2$$

$$\phi'(grad) = 27.1 + 0.3 * 9 - 0.00054[9]^2$$

$$\phi'(grad) = 29.756^\circ$$

Capacidad última de carga

$$q_u = c' * N_c + qN_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (\text{cimentación en franja})$$

Donde:

$c'$  = cohesión del suelo.

$\gamma$  = peso unitario del suelo.

$$q = \gamma * D_f$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales y solo funciones del ángulo de fricción del suelo,  $\phi'$ .

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) * e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

La expresión para  $N_c$  fue deducida originalmente por Prandtl (1921), y la relación de  $N_q$  fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para  $N_\gamma$  como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Entonces:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{29.465^\circ}{2} \right) * e^{\pi \tan(29.465^\circ)}$$

$$N_q = 17.9$$

$$N_c = (17.322 - 1)\cot(29.465^\circ)$$

$$N_c = 29.561$$

$$N_\gamma = 2(17.322 + 1)\tan(29.465^\circ)$$

$$N_\gamma = 21.61$$

Peso específico del suelo Tabla A.3.1.

Arena uniforme Suelta:

$$\gamma = 14.5 \frac{kN}{m^3}$$

Profundidad de la cimentación:

$$D_f = 1.9 \text{ m}$$

Ancho de la cimentación:

$$B = 2 \text{ m}$$

Sobrecarga del suelo que esta encima de la base de la zapata:

$$q = \gamma * D_f = 14.5 \frac{kN}{m^3} * 2m = 27.55 \frac{kN}{m^2}$$

Reemplazando Valores:

$$q_u = 0 * 29.561 + 27.55 \frac{kN}{m^2} * 17.9 + \frac{1}{2} * 14.5 \frac{kN}{m^3} * 2 \text{ m} * 21.61$$

$$q_u = 806.481 \frac{kN}{m^2}$$

Capacidad de carga permisible por unidad de área de suelo con un factor de seguridad (FS=3)

$$q_{neta(adm)} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{neta(adm)} = \frac{806.481 \frac{kN}{m^2}}{3}$$

$$q_{neta(adm)} = 0.269 \text{ MPa}$$

**Tabla 3.3.** Resultados del informe del Estudio de suelos y de los Resultados de la verificación del Estudio de Suelos.

Sondeo N°	Profundidad (m)	Numero de Golpes de Campo (SPT)	Capacidad Admisible (SPT) (MPa)	Numero de Golpes Corregidos	Capacidad Admisible (MPa)	Tipo de Suelo
1	2,2	14	0,223	8	0,284	SP
2	1,9	15	0,237	9	0,269	SP

Fuente: Elaboración Propia.

El estudio de suelos fue realizado por la empresa ANUB constructora y Multiservicios, donde se perforaron dos pozos en lugares estratégicos para el desarrollo del estudio, tomando el valor del pozo 1 (0.223 MPa), para un nivel de fundación de 2m de profundidad.

**Fig. 3.2.** Ubicación del estudio de suelos.



Fuente: Google Earth.

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

El arquitecto encargado del diseño arquitectónico de la vivienda multifamiliar es el Arq. Jorge Israel Hermoso Flores.

Donde:

#### **-Planta Baja Cota +0.20 m**

La planta baja cuenta con un ingreso principal en la fachada frontal derivando a un pasillo que conecta con dos tiendas y sus respectivos baños, posteriormente el pasillo deriva a las gradas que conectarán con el primer piso de la vivienda Multifamiliar; próximo a ello encontramos el patio y al fondo del espacio tenemos dos salas que cuentan con una cubierta de calamina ondulada con una pendiente del 32%.

#### **-Primer Piso +3.40 m**

El primer piso se da lugar a través, de un pasillo distribuidor donde se encuentra cuatro espacios independientes, cada uno de ellos cuenta con su dormitorio, su baño y su cocineta.

#### **-Segundo Piso +6.60m**

El segundo piso de carácter más privado contiene un ingreso previo al pasillo conectando en primera instancia a la sala de estar y comedor que cuenta con su baño y ante baño, asimismo, de manera lateral encontramos la sala de estudio, posterior a ello encontramos dos dormitorios, uno principal y otro simple, cada uno con su vestidor y su baño, y finalmente un balcón ubicado en la fachada frontal.

#### **-Tercer Piso**

EL tercer y último piso destinado a áreas comunes contiene un quincho y un comedor con su baño y su vestidor, al lado derecho tenemos un depósito, posterior a esa área encontramos un espacio amplio para la terraza, un balcón y una lavandería dando lugar a una vista panorámica y agradable.

Este diseño arquitectónico toma en cuenta todos los requerimientos mínimos para una infraestructura.

### 3.4. Planeamiento estructural.

Con la topografía, el estudio de suelo y el diseño estructural se procede a realizar el planeamiento estructural de la edificación.

Con los criterios mencionados en el marco teórico se procede a hacer la idealización de la estructura.

Los valores de los coeficientes de seguridad del acero y del hormigón que se utilizan para todos los cálculos son los siguientes:

**Tabla 3.4.** Coeficientes de minoración y Resistencia Característica del Acero y Hormigón.

Material	Coefficiente Básico	Resistencia Característica	Resistencia de Diseño	Peso Específico
Acero	$\gamma_s = 1.15$	$f_{yk}=500 \text{ Mpa}$	$f_{yd}=434.78 \text{ Mpa}$	$\gamma_a=77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Hormigón	$\gamma_c = 1.5$	$f_{ck}=250 \text{ Mpa}$	$f_{cd}=16.67 \text{ Mpa}$	$\gamma_c=23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Fuente: Elaboración Propia.

Las cargas que actúan en la estructura se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 3.5.** Resumen de Cargas Consideradas en la Edificación.

Cargas Consideradas en la Edificación		
Carga Permanente	Peso Propio	Cypecad
	Sobre piso y acabados	1,32 kN/m <sup>2</sup>
	Muro de Ladrillo Exterior e= 18cm	5,817 kN/m
	Muro de Ladrillo Interior e= 12cm	3,984 kN/m
Sobre carga	Escaleras y accesos públicos	3 kN/m <sup>2</sup>
	Habitaciones de viviendas	2 kN/m <sup>2</sup>
Acción del Viento	Mediante la Norma NB 1225003-1 (Bolivia) para una velocidad de 21,08 (m/s)	

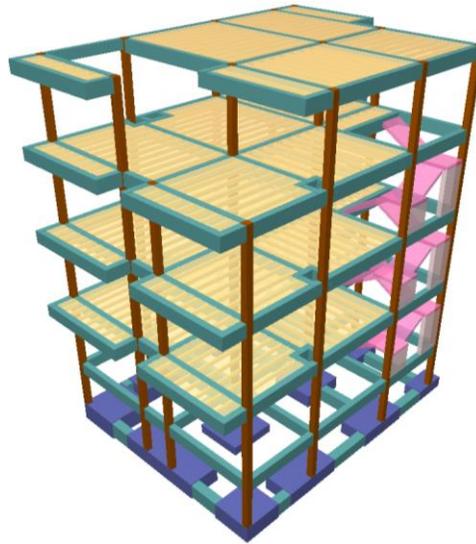
Fuente: Elaboración Propia.

El análisis de cargas se muestra a detalle en el Anexo I.

### 3.4.1. Estructura de la edificación.

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos, los pórticos de las estructuras están compuestos de columnas de sección cuadrada, vigas de sección rectangular y las losas serán losas alivianadas con viguetas prefabricadas. Los pórticos están vinculados a fundaciones de zapatas.

**Fig. 3.3.** Modelo de la estructura de edificación.

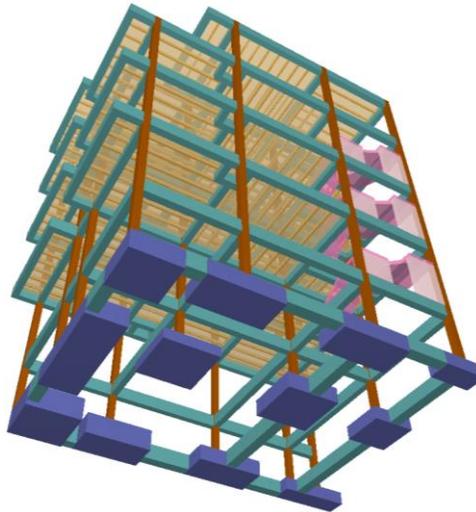


Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

### 3.4.2. Fundación.

La fundación de la estructura estará sustentada sobre zapatas a una profundidad de 2m.

**Fig. 3.4.** Modelo de la cimentación.



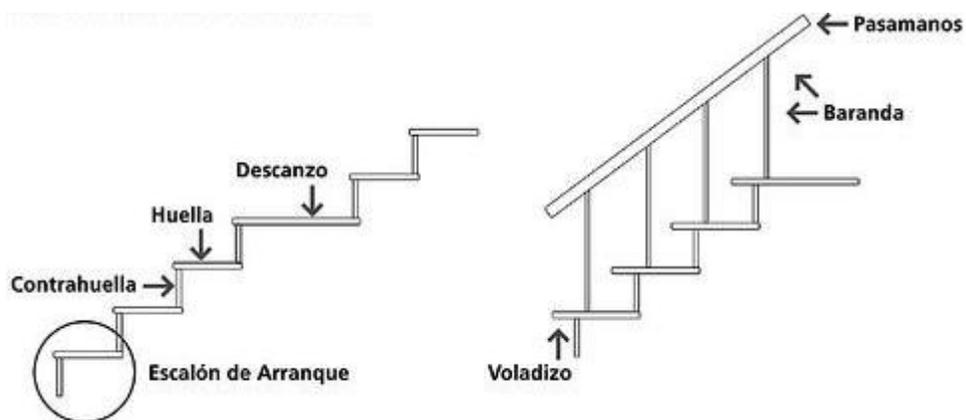
Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

### 3.4.3. Estructuras complementarias.

#### 3.4.3.1. Escaleras.

Las escaleras se plantean como losas inclinadas en las rampas y horizontales en los descansos, con vinculación fijas en las uniones con las losas y en las uniones con los apoyos intermedios.

**Fig. 3.5.** Partes de una Escalera.



Fuente: <https://www.arquitecturapura.com/escalera-definicion-partes-tipos/>

### 3.5. Diseño estructural.

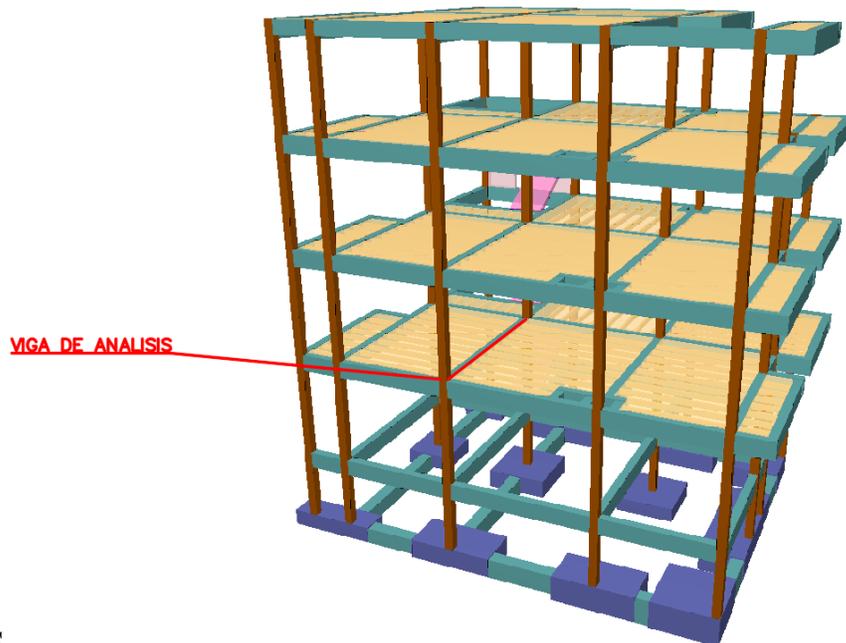
Para este punto es importante aclarar que solo se realiza la verificación de los elementos estructurales más solicitados y los resultados de los demás elementos se los obtiene a partir de la memoria de cálculo que nos proporciona el Software CYPECAD V2018.

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

#### 3.6.1. Diseño de vigas de H<sup>a</sup>A<sup>a</sup>

El cálculo de las vigas que compone la estructura del proyecto se calculó con el uso del programa computacional Cypecad 2018. En esta parte se realiza el diseño de la viga más solicitada que corresponde a la viga que está ubicada entre las columnas C7 Y viga 25 del forjado del primer piso, para demostrar el funcionamiento del programa.

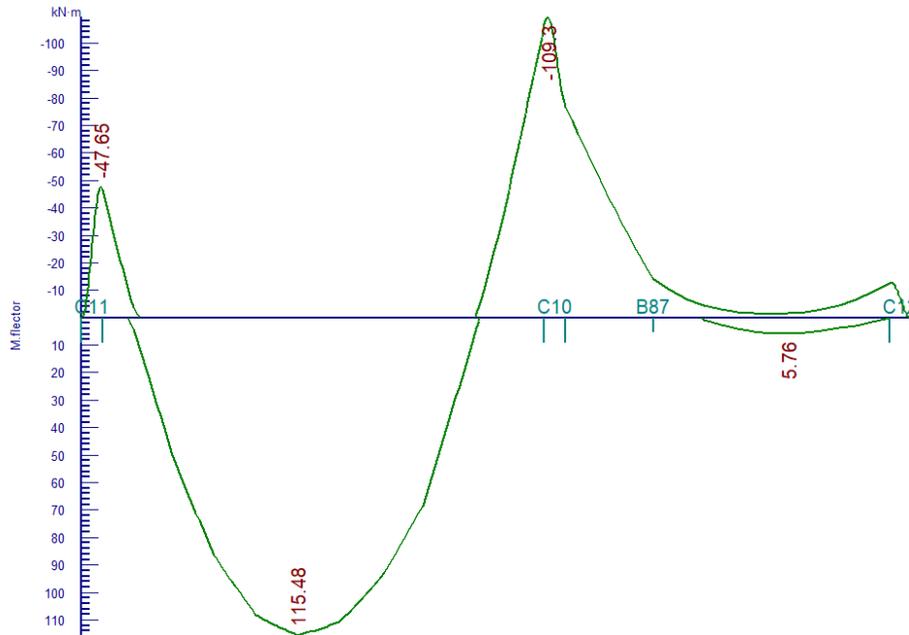
**Fig. 3.6.** Viga de mayor sollicitación.



SS

Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

**Fig. 3.7.** Momento flector de la viga (kN\*m).



Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

**a. Predimensionamiento.**

**Altura mínima de vigas no pretensadas:**

Condición de apoyo	h mínimo
(S.A) Simplemente apoyadas	l/16
(U.E.C) Un extremo continuo	l/18,5
(A.E.C) Ambos extremos continuos	l/21
(E.V) En voladizo	l/8

**(1) Relaciones aplicables para hormigón de peso normal**

$$l = 5.67m$$

$$S.A. = \frac{l}{16} = 0.354m$$

$$U.E.C. = \frac{l}{18.5} = 0.306m$$

$$A.E.C. = \frac{l}{21} = 0.27m$$

$$E.V. = \frac{l}{8} = 0.709m$$

Sección Escogida= 25cm x 50cm

**b. Datos geométricos, esfuerzo máximo y características mecánicas de los materiales.**

Base de la viga:  $b_w = 25\text{cm}$

Altura o peralte de la viga:  $h = 50\text{cm}$

Recubrimiento geométrico:  $2\text{cm}$

Momento flector negativo de diseño:  $M_d = -47.65\text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento flector positivo de diseño:  $M_d = 115.48\text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento flector negativo de diseño:  $M_d = -109.30\text{ kN} \cdot \text{m}$

Fuerza cortante:  $V = 129.10\text{ kN}$  (en la columna C11)

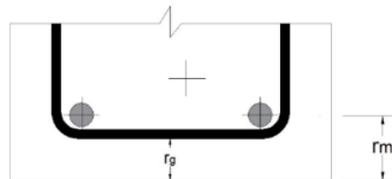
Fuerza cortante:  $V = -146.85\text{ kN}$  (en la columna C10)

Resistencia característica del hormigón a compresión:  $f_{ck} = 25\text{ Mpa}$

Resistencia característica del acero:  $f_{yk} = 500\text{ Mpa}$

**3.6.1.1. Determinación de la armadura positiva.**

**Fig. 3.8.** Recubrimiento mecánico de la viga.



Fuente: Elaboración Propia.

$$M_d = 115.48\text{ kN} \cdot \text{m} \quad d_1 = r_g + \frac{\phi_{l16}}{2} + \phi_{e6} \quad \phi_{l16} = 1.6\text{cm} \quad \phi_{e6} = 0.6\text{cm}$$

$$d_1 = 3.4\text{ cm}$$

$$h = 50\text{cm} \quad b_w = 25\text{cm} \quad d = h - d_1 = 46.6\text{ cm}$$

**a. Resistencia de cálculo.**

$$f_{cd} = 16.67\text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434.78\text{ MPa}$$

### **b. Determinación del momento reducido de cálculo.**

Aplicando la fórmula 2.1.

$$\mu_d = \frac{115.48}{0.25 * 0.466^2 * 16.67} = 0.128$$

De acuerdo a la tabla A.1.7. del anexo 1 el valor de  $\mu_{lim} = 0.3717$  para un acero AH-500, donde:

$\mu_d < \mu_{lim}$  No necesita armadura de compresión

$$0.128 < 0.3717$$

### **c. Determinación de la cuantía mecánica**

$\mu_d = 0.128$   $w_s = 0.1407$  Cuantía mecánica tomamos el valor superior de la tabla A.1.9. del Anexo 1 por seguridad Dominio 3.

### **d. Determinación de la armadura “As”**

Aplicando la fórmula 2.2.

$$A_s = 0.1407 * 0.25 * 0.466 * \frac{16.67}{434.78}$$

$$A_s = 6.28 \text{ cm}^2$$

### **e. Determinación de la armadura mínima.**

Armadura mínima

$w_{min} = 0.0028$  de la tabla A.1.8. anexo 1 Acero AH 500 Vigas

Aplicando la fórmula 2.3.

$$A_{smin} = 0.0028 * 0.25 * 0.50$$

$$A_{smin} = 3.5 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{scal} > A_{smin}$  adoptamos la mayor cuantía para el diseño,  $A_s = 6.28 \text{ cm}^2$ .

### **f. Determinación del número de barras de acero.**

Área de Acero

$$\phi_{16} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$N_{b16} = 2$$

$$N_{b12} = 3$$

$$N_{bt} = 5$$

Área de acero Constructiva

$$A_C = N_{b16} * \phi_{16} + N_{b12} * \phi_{12} = 7.41 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán  $2\phi_{16} + 3\phi_{12}$

**g. Determinación de la separación de las barras.**

Verificación del espaciamiento:

Diámetro del acero

$$\phi_{16} = 1.6 \text{ cm} \quad \phi_{12} = 1.2 \text{ cm}$$

$$a = b_w - 2 * d_1 = 18.2 \text{ cm}$$

$$N_{bi} = 3$$

$$l_1 = a - 2 * \frac{\phi_{16}}{2} = 16.6 \text{ cm}$$

$$l_2 = l_1 - N_{bi} * \phi_{12} = 13 \text{ cm}$$

$$e = \frac{l_2}{N_{bt} - 1} = 3.25 \text{ cm}$$

Según la norma CBH el espaciamiento debe ser igual o superior a los 3 valores siguientes:

$$s \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \text{el diametro de la mayor barra} = 1.6 \text{ cm} \\ \text{el valor del agregado mas grueso} = 1/2 \text{ pulg} = 1.27 \text{ cm} \end{cases}$$

$e \geq 2 \text{ cm} ; e > 1.6 \text{ cm} ; e > 1.27 \text{ cm}$  Cumple... ;

**h. Verificación de la flecha máxima**

La flecha máxima:  $f_{max} = 4.84 \text{ mm}$

Según recomendación de la norma CBH-87, la flecha máxima no debe de exceder al valor de la siguiente expresión.

$$f_{adm} = \frac{L_{libre}}{500} = \frac{567cm}{500} = 1.134cm = 11.34 mm$$

Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible por lo tanto está correcto.

### 3.6.1.2. Determinación de la armadura negativa (C 10).

$$M_d = 109.30 kN * m \quad d_1 = r_g + \frac{\phi_{l16}}{2} + \phi_{e6} \quad \phi_{l16} = 1.6cm \quad \phi_{e6} = 0.6cm$$

$$d_1 = 3.4 cm$$

$$h = 50cm \quad b_w = 25cm \quad d = h - d_1 = 46.6 cm$$

#### a. Resistencia de cálculo.

$$f_{cd} = 16.67 MPa$$

$$f_{yd} = 434.78 MPa$$

#### b. Determinación del momento reducido de cálculo.

Aplicando la fórmula 2.1.

$$\mu_d = \frac{109.30}{0.25 * 0.466^2 * 16.67} = 0.121$$

De acuerdo a la tabla A.1.7. del anexo 1 el valor de  $\mu_{lim} = 0.3717$  para un acero AH-500, donde:

$\mu_d < \mu_{lim}$  No necesita armadura de compresión.

$$0.121 < 0.3717$$

#### c. Determinación de la cuantía mecánica.

$\mu_d = 0.121$   $w_s = 0.1407$  Cuantía mecánica tomamos el valor superior de la tabla A.1.9. del Anexo 1 por seguridad Dominio 2.

#### d. Determinación de la armadura "As"

Aplicando la fórmula 2.2.

$$A_s = 0.1407 * 0.25 * 0.466 * \frac{16.67}{434.78}$$

$$A_s = 6.28 \text{ cm}^2$$

**e. Determinación de la armadura mínima.**

Armadura mínima:

$w_{min} = 0.0028$  de la tabla A.1.8. anexo 1 Acero AH 500 Vigas

Aplicando la fórmula 2.3.

$$A_{smin} = 0.0028 * 0.25 * 0.5$$

$$A_{smin} = 3.5 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{scal} > A_{smin}$  adoptamos la mayor cuantía para el diseño,  $A_s = 4.75 \text{ cm}^2$ .

**f. Determinación del número de barras de acero.**

Área de Acero:

$$\phi_{12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{16} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$N_{b12} = 2 \quad N_{b16} = 2 \quad N_t = 4$$

Área de acero Constructiva:

$$A_{C1} = N_{b12} * \phi_{12} + N_{b16} * \phi_{16} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán:  $2\phi_{12}+2\phi_{16}$

**g. Determinación de la separación de las barras.**

Verificación del espaciamiento:

Diámetro del acero:

$$\phi_{12} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{16} = 1.6 \text{ cm}$$

$$a = b_w - 2 * d_1 = 18.2 \text{ cm}$$

$$N_{bi} = 2$$

$$l_1 = a - 2 * \frac{\phi_{16}}{2} = 16.6 \text{ cm}$$

$$l_2 = l_1 - N_{bi} * \phi_{12} = 14.2 \text{ cm}$$

$$e = \frac{l_2}{N_t - 1} = 4.73 \text{ cm}$$

El espaciamiento debe ser mayor a 2cm y mayor al diámetro de la barra longitudinal de acuerdo al apartado 12.5.2. de la norma CBH-87.

$$e \geq 2 \text{ cm} ; e > 1.6 \text{ cm} ; e > 1.27 \text{ cm} \quad \text{Cumple... ;}$$

### 3.6.1.3. Determinación de la armadura negativa (C 11).

$$M_d = 47.65 \text{ kN} * \text{m} \quad d_1 = r_g + \frac{\phi_{l12}}{2} + \phi_{e6} \quad \phi_{l12} = 1.2 \text{ cm} \quad \phi_{e6} = 0.6 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3.2 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad b_w = 25 \text{ cm} \quad d = h - d_1 = 46.8 \text{ cm}$$

#### h. Resistencia de cálculo.

$$f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

#### i. Determinación del momento reducido de cálculo.

Aplicando la fórmula 2.1.

$$\mu_d = \frac{47.65}{0.25 * 0.466^2 * 16.67} = 0.052$$

De acuerdo a la tabla A.1.7. del anexo 1 el valor de  $\mu_{lim} = 0.3717$  para un acero AH-500, donde:

$$\mu_d < \mu_{lim} \text{ No necesita armadura de compresión.}$$

$$0.052 < 0.3717$$

#### j. Determinación de la cuantía mecánica.

$\mu_d = 0.052$   $w_s = 0.0627$  Cuantía mecánica tomamos el valor superior de la tabla A.1.9. del Anexo 1 por seguridad Dominio 2.

#### **k. Determinación de la armadura “As”**

Aplicando la fórmula 2.2.

$$A_s = 0.0627 * 0.25 * 0.466 * \frac{16.67}{434.78}$$

$$A_s = 2.81 \text{ cm}^2$$

#### **l. Determinación de la armadura mínima.**

Armadura mínima:

$w_{min} = 0.0028$  de la tabla A.1.8. anexo 1 Acero AH 500 Vigas

Aplicando la fórmula 2.3.

$$A_{smin} = 0.0028 * 0.25 * 0.5$$

$$A_{smin} = 3.5 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{scal} < A_{smin}$  adoptamos la mayor cuantía para el diseño,  $A_{smin} = 3.5 \text{ cm}^2$ .

#### **m. Determinación del número de barras de acero.**

Área de Acero:

$$\phi_{12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{10} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$N_{b12} = 2 \quad N_{b10} = 2 \quad N_t = 4$$

Área de acero Constructiva:

$$A_{C1} = N_{b12} * \phi_{12} + N_{b10} * \phi_{10} = 3.83 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán:  $2\phi_{12} + 2\phi_{10}$

#### **n. Determinación de la separación de las barras**

Verificación del espaciamiento:

Diámetro del acero:

$$\phi_{12} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\phi_{10} = 1 \text{ cm}$$

$$a = b_w - 2 * d_1 = 18.6 \text{ cm}$$

$$N_{bi} = 2$$

$$l_1 = a - 2 * \frac{\phi_{12}}{2} = 17.4 \text{ cm}$$

$$l_2 = l_1 - N_{bi} * \phi_{10} = 15.4 \text{ cm}$$

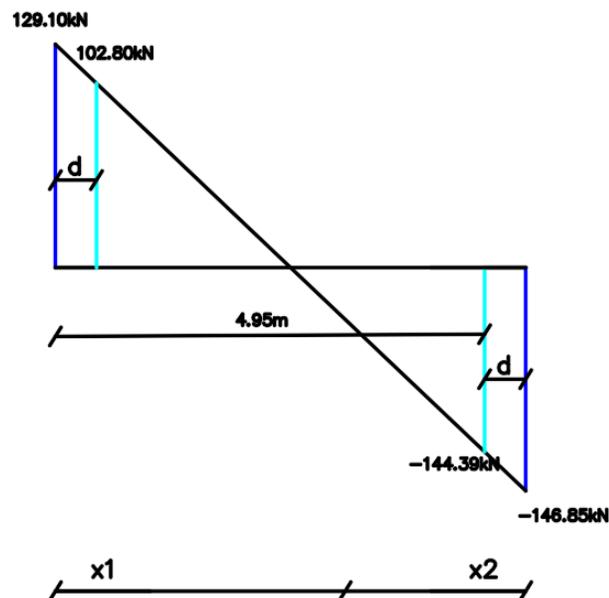
$$e = \frac{l_2}{N_t - 1} = 5.13 \text{ cm}$$

El espaciamiento debe ser mayor a 2cm y mayor al diámetro de la barra longitudinal de acuerdo al apartado 12.5.2. de la norma CBH-87.

$e \geq 2 \text{ cm}$  ;  $e > 1.2 \text{ cm}$ ;  $e > 1.27 \text{ cm}$       Cumple... ;

### 3.6.1.4. Cálculo de la armadura transversal ( $X_1$ ).

Fig. 3.9. Delimitación de las zonas de armadura de corte.



Fuente: Elaboración Propia.

El cortante de diseño es  $V_d = 102.80 \text{ kN}$  (en la columna 11).

**a. Cálculo de la resistencia máxima de la biela de compresión.**

Aplicando la fórmula 2.5.

$$V_{ou} = 0.30 * 16.67 * 0.25 * 0.468 = 585 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{ou}$$

$103.73 \text{ kN} < 585 \text{ kN}$  Cumple.

**b. Cálculo de esfuerzo cortante que resiste el hormigón.**

Cálculo del esfuerzo cizallante de resistencia del hormigón

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 0.065 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Aplicando la fórmula 2.8.

$$V_{cu} = 0.065 * 0.25 * 0.468$$

$$V_{cu} = 75.52 \text{ kN}$$

Condiciones:

$V_{cu} < V_{ou}$  las dimensiones de la sección son correctas.

$V_{cu} < V_d$  Se debe colocar acero transversal  $A_{s1}$ .

$V_{cu} > V_d$  No require armadura transversal, pero debe colocarse la mínima.

Para nuestro caso  $V_{cu} > V_d$  se debe colocar acero transversal  $A_{s1}$ .

**a. Cálculo de  $V_{su}$**

Aplicando la fórmula 2.6.

$$V_{su} = 102.80 - 75.52$$

$$V_{su} = 27.28 \text{ kN}$$

Esfuerzo resistente del acero

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

**b. Cálculo de la armadura para dos piernas.**

Aplicando la fórmula 2.7.

$$s=100 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{27.28 * 1}{0.9 * 0.468 * 420}$$

$$A_s = 1.54 \text{ cm}^2$$

**a. Cálculo de la armadura mínima.**

Aplicando la fórmula 2.10

$$A_{smin} = \frac{0.02 * 16.67 * 0.25 * 1}{420}$$

$$A_{smin} = 1.98 \text{ cm}^2$$

El cálculo se realiza para 2 piernas, por tanto:

$$A_s = \frac{A_{smin}}{2} = 0.99 \text{ cm}^2 \text{ por cada pierna.}$$

**b. Cálculo del número de estribos.**

Los estribos comúnmente se realizan con  $\emptyset_6$  o  $\emptyset_8$

$$\emptyset_6 = 0.283 \text{ cm}^2 \quad NB = \frac{A_s}{\emptyset_6} = 3.51 \quad NB = 4$$

$$\text{Espaciamiento:} \quad e = \frac{s}{NB} = 25 \text{ cm}$$

Condiciones de separación máxima de estribos según norma en el punto 8.2.3.3 tenemos:

$$St \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.85 * d = 0.85 * 46.6 \text{ cm} = 39.61 \text{ cm} \\ 3 * bw = 3 * 25 \text{ cm} = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_t = 394 \text{ cm} \quad \#_{estribos} = \frac{l_t}{e} = 15.76 \quad \#_{estribos} = 16$$

Usar: 16x1 e  $\emptyset 6$  c/25 cm.

### 3.6.1.5. Cálculo de la armadura transversal en el tramo ( $X_2$ ).

El cortante de diseño es  $V_d = 144.39 \text{ kN}$  ( $x=4.95\text{cm}$ ).

#### c. Cálculo de la resistencia máxima de la vuela de compresión.

Aplicando la fórmula 2.5.

$$V_{ou} = 0.30 * 16.67 * 0.25 * 0.466 = 582.5 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{ou}$$

$$144.39 \text{ kN} < 582.5 \text{ kN} \text{ Cumple.}$$

#### d. Cálculo de esfuerzo cortante que resiste el hormigón.

Cálculo del esfuerzo cizallante de resistencia del hormigón:

$$f_{vd} = 0.05 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 0.065 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Aplicando la fórmula 2.8.

$$V_{cu} = 0.065 * 0.25 * 0.466$$

$$V_{cu} = 75.2 \text{ kN}$$

Condiciones:

$V_{cu} < V_{ou}$  las dimensiones de la sección son correctas.

$V_{cu} < V_d$  Se debe colocar acero transversal As1.

$V_{cu} > V_d$  No requiere armadura transversal, pero debe colocarse la mínima.

Para nuestro caso  $V_{cu} > V_d$  se debe colocar acero transversal As1.

#### c. Cálculo de $V_{su}$

Aplicando la fórmula 2.6.

$$V_{su} = 144.39 - 75.2$$

$$V_{su} = 69.19 \text{ kN}$$

Esfuerzo resistente del acero

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

**d. Cálculo de la armadura para dos piernas.**

Aplicando la fórmula 2.7.

s=100 cm

$$A_s = \frac{69.19 * 1}{0.9 * 0.468 * 420}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

**a. Cálculo de la armadura mínima.**

Aplicando la fórmula 2.10

$$A_{smin} = \frac{0.02 * 16.67 * 0.25 * 1}{420}$$

$$A_{smin} = 1.98 \text{ cm}^2$$

El cálculo se realiza para 2 piernas, por tanto:

$$A_s = \frac{A_s}{2} = 1.96 \text{ cm}^2 \text{ por cada pierna.}$$

**b. Cálculo del número de estribos.**

Los estribos comúnmente se realizan con  $\emptyset_6$  o  $\emptyset_8$

$$\emptyset_6 = 0.283 \text{ cm}^2 \quad NB = \frac{A_s}{\emptyset_6} = 6.94 \quad NB = 7$$

$$\text{Espaciamiento:} \quad e = \frac{s}{NB} = 14.29 \text{ cm} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$l_t = 135 \text{ cm} \quad \#_{estribos} = \frac{l_t}{e} = 9$$

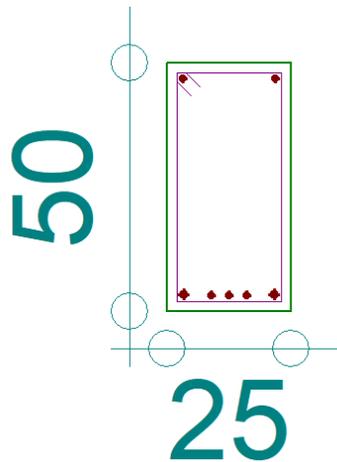
Usar: 9x1 e  $\emptyset_6$  c/15 cm.

**Tabla 3.6.** Resumen de la armadura longitudinal y transversal de la Viga.

Armadura Longitudinal					
Posición	Cálculo Manual	"As" del cálculo	Cálculo programa	"As" del cálculo	Diferencia
		manual ( $cm^2$ )	Cypecad	Cypecad ( $cm^2$ )	
$Md^-$ C11	2 $\emptyset$ 12 + 2 $\emptyset$ 10	3,5	2 $\emptyset$ 12 + 2 $\emptyset$ 10	3,5	0,00%
$Md^+$	2 $\emptyset$ 16 + 3 $\emptyset$ 12	6,28	2 $\emptyset$ 16 + 3 $\emptyset$ 12	6,39	1,72%
$Md\bar{\emptyset}$ C10	2 $\emptyset$ 16 + 2 $\emptyset$ 12	6,28	2 $\emptyset$ 16 + 2 $\emptyset$ 12	5,94	5,72%
Armadura transversal					
Posición	Cálculo Manual	"As" del cálculo	Cálculo programa	"As" del cálculo	Diferencia
		manual ( $cm^2$ )	Cypecad	Cypecad ( $cm^2$ )	
0,25-4,19	16x1 e $\emptyset$ 6 c/25	1,98	16x1 e $\emptyset$ 6 c/25	2,26	12,39%
4,19-5,54	9x1 e $\emptyset$ 6 c/15	3,93	9x1 e $\emptyset$ 6 c/15	3,77	4,24%

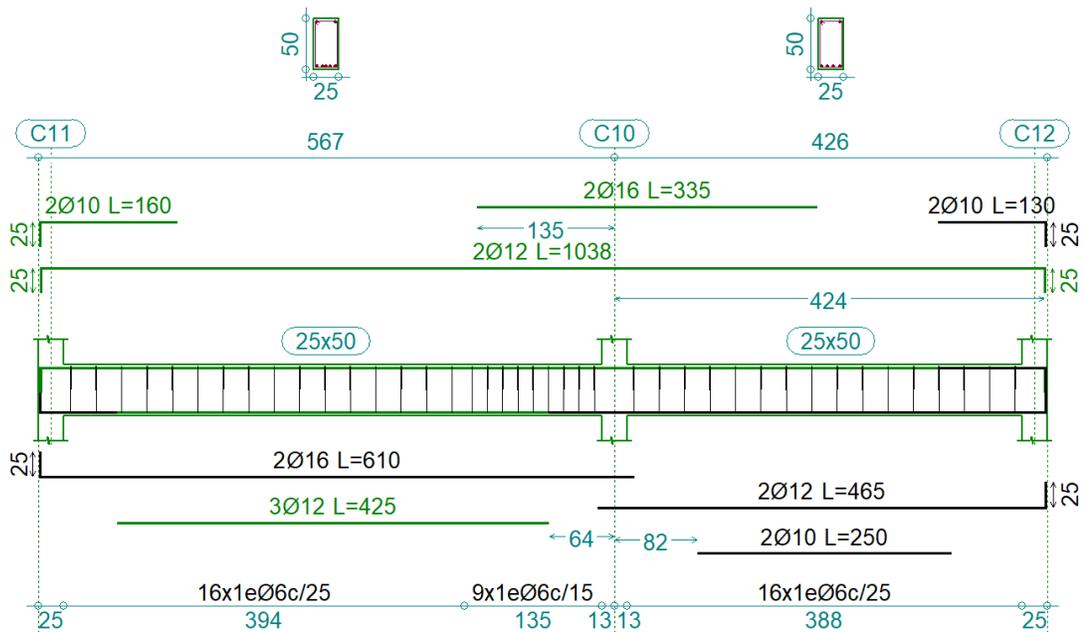
Fuente: Elaboración Propia.

**Fig. 3.10.** Sección de la viga



Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

**Fig. 3.11.** Disposición de la armadura longitudinal y estribos sobre la viga.



Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

### 3.6.2. Diseño de Columnas de H<sup>a</sup>A<sup>a</sup>

Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales:

Base de la columna analizada (C7):  $b=25$  cm

Altura de la columna analizada (C7):  $h=25$  cm

Longitud de la columna analizada (C7):  $L=320$  cm

Normal de diseño: 11124.17 kN

Momento de diseño alrededor del eje x: 18.77 kN\*m

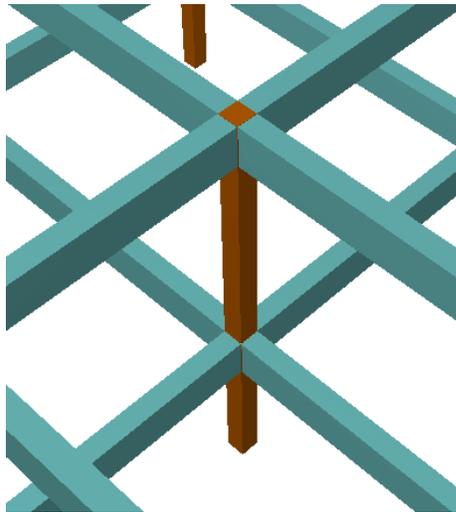
Momento de diseño alrededor del eje y: 8.41 kN\*m

Cortante de diseño en la dirección x: 11.69 kN

Cortante de diseño en la dirección y: 5.39 kN

### 3.6.2.1. Determinación del factor de pandeo.

Fig. 3.12. Columna de Análisis.



Fuente: Elaboración en Cypecad v2018.

Elemento	longitud entre ejes L (cm)	bx	hy	Ixcg (cm <sup>4</sup> )	Iycg (cm <sup>4</sup> )
		(cm)	(cm)		
Columna Sup. C1	320	25	25	32552,083	32552,083
Columna Analizada C2	320	25	25	32552,083	32552,083
Columna Inf. C3	220	25	25	32552,083	32552,083
Viga (V1)	412,68	25	50	260416,67	65104,167
Viga (V2)	345	25	50	260416,67	65104,167
Viga (V3)	146,84	25	50	260416,67	65104,167
Viga (V4)	447,5	25	50	260416,67	65104,167
Viga (V5)	412,68	25	50	260416,67	65104,167
Viga (V6)	345	25	50	260416,67	65104,167
Viga (V7)	146,84	25	50	260416,67	65104,167
Viga (V8)	447,5	25	50	260416,67	65104,167

#### Determinación de los coeficientes de pandeo.

Aplicando la fórmula 2.11.

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{32552.083 \text{ cm}^4}{320\text{cm}} + \frac{32552.083 \text{ cm}^4}{320\text{cm}}}{\frac{260416.667\text{cm}^4}{412.68\text{cm}} + \frac{260416.667\text{cm}^4}{146.84\text{cm}} + \frac{65104.167\text{cm}^4}{345\text{cm}} + \frac{65104.167\text{cm}^4}{447.5\text{cm}}} = 0.074$$

$$\psi_{Bx} = \frac{\frac{32552.083 \text{ cm}^4}{320\text{cm}} + \frac{32552.083 \text{ cm}^4}{220\text{cm}}}{\frac{260416.667\text{cm}^4}{412.68\text{cm}} + \frac{260416.667\text{cm}^4}{146.84\text{cm}} + \frac{65104.167\text{cm}^4}{345\text{cm}} + \frac{65104.167\text{cm}^4}{447.5\text{cm}}} = 0.091$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{32552.083 \text{ cm}^4}{320\text{cm}} + \frac{32552.083 \text{ cm}^4}{320\text{cm}}}{\frac{65104.167\text{cm}^4}{412.68\text{cm}} + \frac{65104.167\text{cm}^4}{146.84\text{cm}} + \frac{260416.667\text{cm}^4}{345\text{cm}} + \frac{260416.667\text{cm}^4}{447.5\text{cm}}} = 0.105$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{32552.083 \text{ cm}^4}{320\text{cm}} + \frac{32552.083 \text{ cm}^4}{220\text{cm}}}{\frac{65104.167\text{cm}^4}{412.68\text{cm}} + \frac{65104.167\text{cm}^4}{146.84\text{cm}} + \frac{260416.667\text{cm}^4}{345\text{cm}} + \frac{260416.667\text{cm}^4}{447.5\text{cm}}} = 0.129$$

Entrando al nomograma para pórticos traslacionales del Anexo 1 obtenemos los factores de longitud efectiva  $\alpha_x = 1.02$  ;  $\alpha_y = 1.03$

### 3.6.2.2.Determinación de la esbeltez mecánica de la columna.

La longitud de pandeo del soporte y sus esbelteces, geométrica y mecánica son:

$$l_{ox} = \alpha_x * l_{c2}$$

$$l_{ox} = 1.02 * 320\text{cm} = 326.4\text{cm}$$

Aplicando la fórmula 2.13.

$$\lambda_{gx} = \frac{326.4\text{cm}}{25\text{cm}} = 13.056$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

$$i = \sqrt{\frac{32552.083 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}} = 7.217\text{cm}$$

Aplicando la fórmula 2.12.

$$\lambda_{mx} = \frac{326.4\text{cm}}{7.217\text{cm}} = 45.227$$

$$l_{oy} = \alpha_y * l_{c2}$$

$$l_{oy} = 1.03 * 320\text{cm} = 329.6\text{cm}$$

Aplicando la fórmula 2.13.

$$\lambda_{gy} = \frac{329.6cm}{25cm} = 13.184$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$$

$$i = \sqrt{\frac{32552.083 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}} = 7.217cm$$

Aplicando la fórmula 2.12.

$$\lambda_{my} = \frac{329.6cm}{7.217cm} = 45.671$$

Como orden de magnitud procede a recordar que los soportes con esbelteces mecánicas holgadamente superiores a 35 y no mayores de 100, pueden calcularse a pandeo utilizando el método de Jiménez Montoya.

Para hacer un cálculo más ajustado debe calcularse la esbeltez límite.

#### **a. Excentricidad de primer orden.**

Debemos determinar la excentricidad de primer orden para ver si es o no menor que la excentricidad accidental recomendada por norma.

Aplicando la fórmula 2.14.

$$e_{ox} = \frac{18.77 \text{ kN} * m}{1124.17 \text{ kN}} = 1.67 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{8.41 \text{ kN} * m}{1124.17 \text{ kN}} = 0.75 \text{ cm}$$

#### **b. Excentricidad accidental**

Según norma CBH en su punto 8.3.2.3 la excentricidad accidental viene expresada de la siguiente manera.

$$\frac{h_{(x,y)}}{20} = \frac{25 \text{ cm}}{20} = 1.25 \text{ cm} ; 2cm$$

$$e_{a(x,y)} = 2 \text{ cm}$$

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

$$e_o \geq e_a \geq 2 \text{ cm}$$

Entonces:

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

Se puede apreciar que la excentricidad de primer orden en el plano X, Y es menor a la excentricidad accidental  $e_{a(x,y)}$ , por lo tanto, adoptamos la excentricidad accidental.

### c. Esbeltez Límite

$$e_1 = e_2 = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_a = 2 \text{ cm}$$

C = 0.2 para armadura igual en las cuatro caras

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{f_{ck}}{1.5} = 15 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} \leq \left[ \begin{array}{l} \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa} \\ \frac{420}{1.15} = 365.217 \text{ MPa} \end{array} \right] = 365.217 \text{ MPa}$$

Aplicando la fórmula 2.17.

$$v = \frac{1124.17 \text{ kN}}{15 * 625 \text{ cm}^2} = 1.199$$

$$\lambda_{limx} = 35 * \sqrt{\frac{C}{v} * \left( 1 + \frac{0.24}{\frac{e_2}{b_c}} + 3.4 * \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right)}$$

$$\lambda_{limx} = 35 * \sqrt{\frac{0.2}{1.184} * \left( 1 + \frac{0.24}{\frac{2 \text{ cm}}{25 \text{ cm}}} + 3.4 * \left( \frac{2 \text{ cm}}{2 \text{ cm}} - 1 \right)^2 \right)}$$

$$\lambda_{limx} = 28.588$$

$$\lambda_{limy} = 35 * \sqrt{\frac{C}{v} * \left( 1 + \frac{0.24}{\frac{e_2}{b_c}} + 3.4 * \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right)}$$

$$\lambda_{limy} = 35 * \sqrt{\frac{0.2}{1.184} * \left( 1 + \frac{0.24}{\frac{2cm}{25cm}} + 3.4 * \left( \frac{2cm}{2cm} - 1 \right)^2 \right)}$$

$$\lambda_{limy} = 28.588$$

$$\lambda_{mx} > \lambda_{limx}$$

$$45.227 > 28.588$$

$$\lambda_{my} > \lambda_{limy}$$

$$45.671 > 28.588$$

Como era de esperar, la esbeltez del soporte es mayor que la esbeltez límite, por lo que hay que considerar el pandeo y es de aplicación el método de Jiménez Montoya.

**d. Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden).**

La excentricidad se la determina de la siguiente manera:

Aplicando la fórmula 2.16.

$$e_{ficx} = \left( 0.85 + \frac{365.217}{1200} \right) * \frac{0.25 + 20 * 0.0167}{0.25 + 10 * 0.0167} * \frac{3.264^2}{0.072}$$

$$e_{ficx} = 2.386 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = \left( 0.85 + \frac{365.217}{1200} \right) * \frac{0.25 + 20 * 0.0075}{0.25 + 10 * 0.0075} * \frac{3.296^2}{0.072}$$

$$e_{ficy} = 2.138 \text{ cm}$$

Entonces la excentricidad final resulta:

$$e_{xtot} = e_{ox} + e_{fictx} = 2cm + 2.386cm = 4.386 \text{ cm}$$

$$e_{ytot} = e_a + e_{ficty} = 2cm + 2.138cm = 4.138 \text{ cm}$$

**e. El problema se reduce a flexión compuesta con:**

$$M_{dx} = N_d * e_{xtot} = 1124.17 * 0.044 = 49.311 \text{ kN} * m$$

$$M_{dy} = N_d * e_{ytot} = 1124.17 * 0.041 = 46.517 \text{ kN} * m$$

#### f. Determinación de los esfuerzos reducidos

Aplicando la fórmula 2.17.

$$v = \frac{1124.17 \text{ kN}}{625 \text{ cm}^2} = 1.199$$

Aplicando la fórmula 2.18.

$$\mu_x = \frac{49.311}{15 * 0.25 * 0.25} = 0.21$$

Aplicando la fórmula 2.19.

$$\mu_y = \frac{46.517}{15 * 0.25 * 0.25} = 0.20$$

#### 3.6.2.3. Determinación de la armadura total longitudinal “As”

Aplicación del Método Jiménez Montoya:

La flexión compuesta esviada puede reducirse a una flexo-compresión recta alrededor del eje x-x (porque  $\mu_x$  es el mayor de los fletores adimensionales):

Aplicando la fórmula 2.20.

$$\beta = 0.5 \rightarrow v \geq 1$$

$$\mu = 0.21 * 0.5 * 0.20 = 0.31$$

El problema original de flexo-compresión esviada se reduce a otro de flexión compuesta recta con esfuerzo axial:

Aplicando la fórmula 2.21.

$$M_d = 0.31 * 15 * 0.25 * 0.25^2 = 72.569 \text{ kN} * m$$

El dimensionamiento de las armaduras simétricamente dispuestas en flexión compuesta se puede hacer con:

$$U_o = f_{cd} * b_c * d$$

$$U_o = 15 * 0.25 * 0.216 = 810 \text{ kN}$$

Caso  $N_d > 0.5 * U_o$

$$m_1 = (N_d - 0.5 * U_o) * (d - d')$$

$$m_1 = (1124.17 - 0.5 * 810) * (0.216 - 0.034) = 130.889 \text{ kN} * m$$

$$m_2 = 0.5 * N_d * (d - d') - M_d - 0.32 * U_o * (d - 2.5 * d')$$

$$m_2 = 0.5 * 1124.17 * (0.216 - 0.034) - 72.569 - 0.32 * 810 * (0.216 - 2.5 * 0.034)$$

$$m_2 = -4.225 \text{ kN} * m$$

$$\alpha = \frac{0.48 * m_1 - 0.375 * m_2}{m_1 - m_2} \leq 0.5 * \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right)$$

$$\alpha = \frac{0.48 * 130.889 - 0.375 * -4.225}{130.889 - (-4.225)} \leq 0.5 * \left(1 - \left(\frac{0.034}{0.216}\right)^2\right)$$

$$\alpha = 0.477 \leq 0.488$$

$$\alpha = 0.477$$

Luego:

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha * \frac{U_o * d}{d - d'}$$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{72.569}{0.216 - 0.034} + \frac{1124.17}{2} - 0.477 * \frac{810 * 0.216}{0.216 - 0.034}$$

$$U_{s1} = U_{s2} = 502.541 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 400 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{502.541}{400} = 12.564 \text{ cm}^2$$

#### a. Determinación de la armadura mínima “ $A_{s_{min}}$ ”

Según la tabla 8.1.7.3. de la norma CBH nos dice que la cuantía mínima no debe ser menor a la siguiente expresión.

$$A_{s_{min}} = 0.005 * b * h = 0.005 * 25 * 25 = 3.125 cm^2$$

Armatura de Diseño = 12.612 cm<sup>2</sup>

Por lo que asumimos 6Ø16+1Ø12

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

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{Estribo} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Según la primera opción:  $\phi \geq \frac{1}{4} * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$

Según la segunda opción:  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

**Se asume  $\phi = 6 \text{ mm}$ .**

Según la norma CBH en su punto 8.1.7.2 Compresión simple o compuesta, indica que la separación “s” entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las 3 cantidades siguientes:

- a) 30 cm
- b)  $b_{\text{menor dimension de la seccion}} = 25 \text{ cm}$
- c)  $12 * \phi$  de la barra longitudinal más delgada =  $12 * 1.2 \text{ cm} = 14.4 \text{ cm}$

Para que la acción de los estribos sea eficaz es preciso que sujeten las barras longitudinales en compresión evitando su pandeo. Así, por ejemplo, si en un pilar se disponen armaduras longitudinales no solo en las esquinas, sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales queden realmente sujetas, convendrá adoptar disposiciones que. Sujeten, al menos, una de cada dos barras consecutivas de la misma cara y todas aquellas que se dispongan a una distancia “ $a \geq 15 \text{ cm}$ ”.

Por tanto, se los dispondrá cada 15 cm.

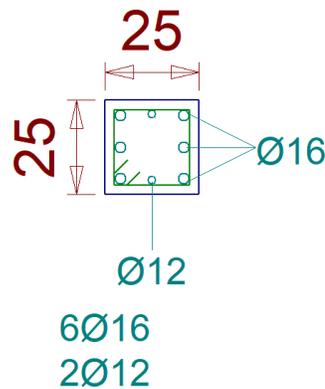
Para esta columna se usarán estribos de Ø6mm c/15 cm.

**Tabla 3.7.** Resumen de la armadura longitudinal y transversal de la columna.

Armadura Longitudinal				
Cálculo Manual	"As" del cálculo	Cálculo programa	"As" del cálculo	Diferencia
	manual ( $cm^2$ )	Cypecad	Cypecad ( $cm^2$ )	
6 $\varnothing$ 16+1 $\varnothing$ 12	13,19	6 $\varnothing$ 16+2 $\varnothing$ 12	14,32	7,89%
Armadura Transversal				
Cálculo Manual	Cálculo programa			
$\varnothing$ 6 c/15	$\varnothing$ 6 c/15			

Fuente: Elaboración Propia.

**Fig. 3.13.** Sección de la columna.



Fuente: Cypecad v2018.

**Tabla 3.8.** Armadura longitudinal y transversal con el programa Cypecad.

	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	Fe/Fb(%)
5	<input type="checkbox"/> 0.25 x 0.25 4 $\varnothing$ 12	+0	+0	<input type="checkbox"/> $\varnothing$ 6 15	0.72
4	<input type="checkbox"/> 0.25 x 0.25 4 $\varnothing$ 12	+0	+0	<input type="checkbox"/> $\varnothing$ 6 15	0.72
3	<input type="checkbox"/> 0.25 x 0.25 4 $\varnothing$ 16	+0	+2 $\varnothing$ 12	<input type="checkbox"/> $\varnothing$ 6 15	1.65
2	<input type="checkbox"/> 0.25 x 0.25 4 $\varnothing$ 16	+2 $\varnothing$ 12	+2 $\varnothing$ 16	<input type="checkbox"/> $\varnothing$ 6 15	2.29
1	<input type="checkbox"/> 0.25 x 0.25 4 $\varnothing$ 20	+2 $\varnothing$ 12	+0	<input type="checkbox"/> $\varnothing$ 6 15	2.37
Arranques:	4 $\varnothing$ 20	+2 $\varnothing$ 12	+0		2.37

Fuente: Cypecad v2018.

### 3.6.3. Losa alivianada con viguetas pretensada

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas, de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar las losas más rígidas y estables.

Se asumirá una distancia entre ejes de:

$$D = 50$$

Se recomienda una altura del paquete estructural de:

$$\frac{l}{25} = \text{para losas unidireccionales}$$

Por lo tanto:

$$\frac{437\text{cm}}{25} = 17.48\text{cm} \quad \text{Constructivamente } H = 20\text{cm}$$

Entonces se asumirá una altura de complemento de:  $h=15\text{ cm}$ .

Calculamos la altura de la capa de compresión de la losa(e):

$$e_{min} = 3\text{ cm}$$

$$b_{\text{ancho del complemento}} = 43\text{ cm}$$

$$a = \frac{b}{2} = 21.5\text{ cm} \quad e_a = \frac{a}{6} = 3.58\text{ cm}$$

Por fines constructivos se adopta un espesor:  $e=5\text{ cm}$

#### **a. Determinación armadura de reparto.**

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

Resistencia característica del acero:  $f_{yk} = 500\text{MPa}$ ,  $f_{yd} = 434.78\text{ MPa}$

Cuya área A, en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_{s_{min}} \geq 50 * \frac{h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} \quad A_{s_{min}} \geq \frac{50*5}{434.78} \geq \frac{200}{434.78} \quad A_{s_{min}} \geq 0.575 \geq 0.46$$

Cálculo del número de barras:

$$\phi 6\text{mm} \quad A_{\phi 6} = 0.283\text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{min}}}{A_{\phi 6}} = \frac{0.575}{0.283} = 2.03 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \approx 3 \frac{\text{barras}}{\text{m}}$$

Por razones constructivas se colocarán 4 barras de 6 mm cada 25 cm en ambas direcciones.

**b. Cálculo del momento flector que debe resistir la vigueta**

Cargas actuantes en la losa:

$$\text{Carga Muerta} = 1.32 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Peso propio de la losa} = 1.96 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Carga Viva} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$CM = 3.28 \frac{kN}{m^2} \quad CV = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$l = 437 \text{ cm}$$

$$Q = 1.6 * CM + 1.6 * CV \quad Q = 8.448 \frac{kN}{m^2}$$

De la tabla anterior sabemos que P es igual a 50cm.

$$q = 8.448 \frac{kN}{m^2} * 0.50 \text{ m} = 4.224 \frac{kN}{m}$$

La longitud de la viga es de: L=437 cm.

Momento flector que debe resistir las viguetas prefabricadas:

$$M_{max} = q * \frac{L^2}{8} = 8.448 \frac{kN}{m} * \frac{4.37^2}{8}$$

$$M_{max} = 10.083 \text{ kN} * \text{ m}$$

Según la ficha técnica propuesta por la empresa PRETENSA nos proporciona, sus tipos de viguetas y sus respectivos esfuerzos admisibles según producción estándar en la tabla A1.10 en el anexo 1. Para la Vigueta Tipo 2 su momento flector admisible es de 1050 kg\*m que transformando las unidades al sistema Internacional llega a ser 10.50 kN\*m cumpliendo así con lo requerido, entonces se usará Vigueta Tipo 2.

**Tabla 3.9.** Esfuerzos admisibles Pretensa.

Htotal	Altura Complemento	TIPOS DE VIGUETAS SEGÚN PRODUCCION ESTANDAR							
		MOMENTOS ADMISIBLES							
		TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5	TIPO 6	TIPO 7	TIPO 8
		kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m	kgm/m
20	15	732	1050	1165	1470	1743	1949	2247	2790

Fuente: Ficha técnica PRETENSA.

### 3.6.4. Diseño de Escalera de H°A°

Desnivel= 1.18

*Numero de escalones = 6*

*Huella = 0.28m*

*Contra huella = 0.168m*

*Longitud de descanso  $L_0 = 1.10m$*

*Ancho de anclaje = 0.18m*

*Ancho de muro portante de albañilería = 0.18m*

*Ancho de escalera = 1.10m*

$$\text{Sobrecarga} = 3 \frac{kN}{m^2}$$

*Recubrimiento = 3cm*

Predimensionamiento

I. Cálculo del valor de “t”

$$t_1 = \frac{L_n}{20}$$

$$L_n = 2.78m$$

$$t_1 = 0.139m$$

$$t_2 = \frac{L_n}{25}$$

$$t_2 = 0.111m$$

$$t_{prom.} = 0.125m$$

$$t_f = 0.15m$$

## II. Cálculo del "cos $\theta$ "

$$\cos \theta = \frac{H}{\sqrt{H^2 + CH^2}}$$

$$\cos \theta = 0.857$$

## III. Cálculo de la altura media "Hm"

$$H_m = \frac{t_f}{\cos \theta} + \frac{CH}{2}$$

$$H_m = 0.259m$$

### Metrado de cargas

Carga muerta	Peso	Hm (m)	b (m)	Parcial (kN/m)
Garganta $W_0$				
Peso propio	$2500\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	0.259	1.10	7.121
Peso solado	$0.82\left(\frac{kN}{m^2}\right)$		1.10	0.902
barandillas	$0.30\left(\frac{kN}{m}\right)$			0.30

$$w_0 = 8.323 \text{ kN/m}$$

Carga viva $W_L$	Peso ( $kN/m^2$ )	b (m)	Parcial (kN/m)
SC viviendas	3	1.10	3.30

$$w_L = 3.30 \text{ kN/m}$$

Aplicando la combinación de carga más desfavorable

$$w_u = 1.6w_o + 1.6w_L$$

$$w_u = 1.6 * 8.323 \text{ kN/m} + 1.6 * 3.30 \text{ kN/m}$$

$$w_u = 18.596 \text{ kN/m}$$

II)

Metrado de descanso	Peso	T (m)	B (m)	Parcial kN/m
Carga muerta	$2500 \left(\frac{kN}{m^3}\right)$	0.15	1.10	4.125
Peso solado	$0.82 \left(\frac{kN}{m^2}\right)$		1.10	0.902

$$w_o = 5.027 \text{ kN/m}$$

Carga viva	Peso ( $kN/m^2$ )	b (m)	Parcial (kN/m)
SC viviendas	3	1.10	3.30

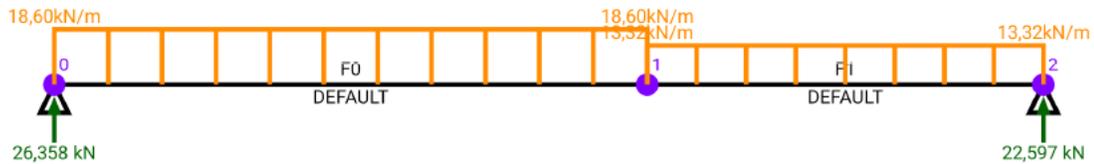
$$w_L = 3.30 \text{ kN/m}$$

Combinación de carga

$$w_u = 1.6w_o + 1.6w_L$$

$$w_u = 1.6 * 5.027 \text{ kN/m} + 1.6 * 3.30 \text{ kN/m}$$

$$w_u = 13.323 \text{ kN/m}$$



$$M_{max} = 18.680 \text{ kN} * m$$

Verificación por corte ( $V_n < V_c$ )

$$V_{max} = 26.358 \text{ kN}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

Cálculo de la resistencia máxima de la biela de compresión:

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{ou} = 0.30 * 16.67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 110\text{cm} * 12\text{cm}$$

$$V_{ou} = 660 \text{ kN} > 26.94 \text{ kN}$$

Cálculo del esfuerzo cortante cizallante de resistencia de hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.065 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante que resiste el hormigón:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

$$V_{cu} = 0.065 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 110\text{cm} * 12\text{cm}$$

$$V_{cu} = 85.206 \text{ kN} > 26.94 \text{ kN}$$

El hormigón resiste a la cortante.

Cálculo del acero:

Acero longitudinal:  $A_s$

$$M_u = 18.680 \text{ kN} * \text{m}$$

$$d = 12\text{cm}$$

$$b = 110\text{cm}$$

$$f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\mu_d = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.071$$

$$\mu_d = 0.071 \rightarrow w_s = 0.074$$

Armadura de cálculo:

$$A_s = w_s * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.074 * 110 * 12 * \frac{16.67}{434.78}$$

$$A_s = 3.74 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$W_{min} = 0.0015$$

$$A_{s \text{ min}} = W_{min} * b * t = 0.0015 * 110 * 15$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.475 \text{ cm}^2$$

Armadura de diseño:

$$A_{sd} = 3.74 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 8 = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{A_{sd}}{\emptyset 8} = 7.4 = 8$$

Espaciamiento:

$$\emptyset 8 = 0.8 \text{ cm}$$

$$a = b - 2 * (r)$$

$$a = 110 - 2 * (3) = 104 \text{ cm}$$

$$N_{bi} = 8$$

$$l_1 = a - 2 * \frac{\emptyset 8}{2} = 103 - 2 * \frac{0.8}{2} = 103.2 \text{ cm}$$

$$l_2 = l_1 - N_{bi} \emptyset 8$$

$$l_2 = 102 - 6 * 0.8 = 98.4cm$$

$$e = \frac{l_2}{N_b \phi 8 - 1} = \frac{98.4 \text{ cm}}{8 - 1} = 14.057 \approx 12.5cm$$

Cálculo de la armadura transversal:

Para la armadura transversal se dispondrá armadura de reparto.

$$As_{min} \geq 50 * \frac{h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} \quad As_{min} \geq \frac{50 * 14}{434.78} \geq \frac{200}{434.78} \quad As_{min} \geq 1.61 \geq 0.46$$

Cálculo del número de barras:

$$As_{min} = 1.61cm^2/m$$

$$l = 205.3cm$$

$$A_{sd} = 1.61 \frac{cm^2}{m} * 2.05m$$

$$A_{sd} = 3.305cm^2$$

$$\phi 8mm \quad A_{\phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$Nb = \frac{A_{sd}}{A_{\phi 8}} = \frac{3.305cm^2}{0.503cm^2} = 6.57 \approx 7$$

$$e = 20cm$$

Constructivamente:

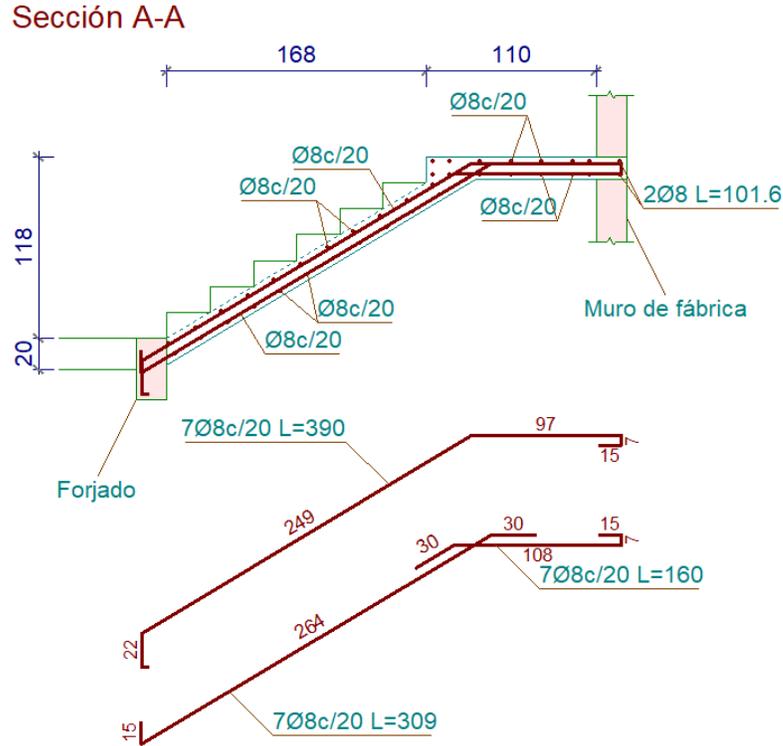
Usar:  $\phi 8$  c/20 cm

**Tabla 3.10.** Resumen Armadura Escalera.

ARMADURA LONGITUDINAL				
CÁLCULO MANUAL	"As" del cálculo manual (cm <sup>2</sup> )	Cálculo programa Cypecad	"As" del cálculo Cypecad (cm <sup>2</sup> )	Diferencia "As"
8 $\phi$ 8	4,024	7 $\phi$ 8	3,521	14,29%

Fuente: Elaboración Propia.

**Fig. 3.14.** Despiece de escalera.



Fuente: Ficha técnica Cypecad v2018.

### 3.6.5. Diseño de zapata aislada.

**Cargas en servicio:**

$$P_s = 720.106 \text{ kN}$$

$$M_{xs} = -0.081 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} = -0.069 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$V_{xs} = -0.488 \text{ kN}$$

$$V_{ys} = 0.425 \text{ kN}$$

**Cargas últimas:**

$$P_u = 1152.17 \text{ kN}$$

$$M_{xu} = -0.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yu} = -0.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{xu} = -0.78 \text{ kN}$$

$$V_{yu} = 0.68 \text{ kN}$$

**Momentos debido a las cortantes:**

**Momentos Últimos:**

$$M_{Vxu} = V_{xu} \cdot h = -0.78 \cdot 0.4 = -0.312 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

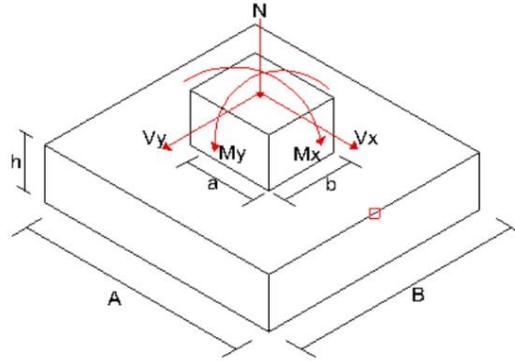
$$M_{Vyu} = V_{yu} \cdot h = 0.68 \cdot 0.4 = 0.425 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Momentos en Servicio:

$$M_{V_{xs}} = V_{xs} * h = -0.488 * 0.4 = -0.195 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{V_{ys}} = V_{ys} * h = 0.425 * 0.4 = 0.17 \text{ kN} * \text{m}$$

**Fig. 3.15.** Zapata.



Fuente: Elaboración propia.

#### a) Dimensiones del Pedestal.

$$b_c = 25 \text{ cm} \quad \text{Lado corto Columna} \quad b_p = b_c + r = 30 \text{ cm} \quad \text{Lado corto Pedestal}$$

$$l_c = 25 \text{ cm} \quad \text{Lado largo Columna} \quad l_p = l_c + r = 30 \text{ cm} \quad \text{Lado largo Pedestal}$$

#### b) Ancho mínimo de la zapata.

Excentricidad en “x” utilizando la fórmula 2.23.

$$e_x = \frac{0.081 \text{ kN} * \text{m}}{720.106 \text{ kN}} = 0.112 \text{ mm}$$

Excentricidad en “y”

$$e_y = \frac{0.069 \text{ kN} * \text{m}}{720.106 \text{ kN}} = 0.096 \text{ mm}$$

Base Mínima utilizando la fórmula 2.24.

$$B_{min} = |0.0001| + |0.0001| + \sqrt{\frac{720.106}{223} + (|0.0001| - |0.0001|)^2}$$

$$B_{min} = 1.797 \text{ m}$$

Asumimos  $B=200\text{ cm}$   $B=L$

**c) Clasificación del tipo de zapata.**

Como ambos lados de la zapata tienen las mismas dimensiones, el vuelo será el mismo, determinando de esta manera el tipo de zapata.

$$V = \frac{B}{2} - \frac{b_c}{2} = 87.5\text{ cm}$$

$V \leq 2 \cdot H$  zapata rígida (Método Bielas y tirantes)

$V > 2 \cdot H$  zapata flexible (Cálculo a flexión)

Entonces:  $87.5\text{ cm} > 80\text{ cm} \rightarrow$  **Zapata Flexible.**

**d) Verificación Geotécnica.**

Utilizando la fórmula 2.25.

$$\sigma_1 = \frac{720.106}{2 \cdot 2} * \left(1 - \frac{6 * 0.0001}{2} - \frac{6 * 0.0001}{2}\right) + \frac{-0.195}{1.333} * \frac{2}{2} + \frac{0.17}{1.333} * \frac{2}{2} = 179.895 \frac{kN}{m^2} \leq 223 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{720.106}{2 \cdot 2} * \left(1 - \frac{6 * 0.0001}{2} + \frac{6 * 0.0001}{2}\right) + \frac{-0.195}{1.333} * \frac{2}{2} + \frac{0.17}{1.333} * \frac{2}{2} = 179.999 \frac{kN}{m^2} \leq 223 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{720.106}{2 \cdot 2} * \left(1 + \frac{6 * 0.0001}{2} + \frac{6 * 0.0001}{2}\right) + \frac{-0.195}{1.333} * \frac{2}{2} + \frac{0.17}{1.333} * \frac{2}{2} = 180.12 \frac{kN}{m^2} \leq 223 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{720.106}{2 \cdot 2} * \left(1 + \frac{6 * 0.0001}{2} - \frac{6 * 0.0001}{2}\right) + \frac{-0.195}{1.333} * \frac{2}{2} + \frac{0.17}{1.333} * \frac{2}{2} = 180.017 \frac{kN}{m^2} \leq 223 \frac{kN}{m^2}$$

**e) Adoptamos la altura de la zapata.**

Asumimos valor de  $h = 40\text{ cm}$

Recubrimiento  $r = 5\text{ cm}$

Diámetro barra  $\phi = 16\text{ mm}$

Canto Útil  $d = h - r - \frac{\phi}{2} = 34.2\text{ cm}$

**f) Esfuerzos Últimos.**

Utilizando la fórmula 2.25.

$$\sigma_1 = \frac{1152.17}{2 \cdot 2} * \left(1 - \frac{6 * 0.0001}{2} - \frac{6 * 0.0001}{2}\right) + \frac{-0.312}{1.333} * \frac{2}{2} + \frac{0.425}{1.333} * \frac{2}{2} = 288.134 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{1152.17}{2 * 2} * \left(1 - \frac{6 * 0.0001}{2} + \frac{6 * 0.0001}{2}\right) + \frac{-0.312}{1.333} * \frac{2}{2} + \frac{0.425}{1.333} * \frac{2}{2} = 288.329 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{1152.17}{2 * 2} * \left(1 + \frac{6 * 0.0001}{2} + \frac{6 * 0.0001}{2}\right) + \frac{-0.312}{1.333} * \frac{2}{2} + \frac{0.425}{1.333} * \frac{2}{2} = 288.494 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{1152.17}{2 * 2} * \left(1 + \frac{6 * 0.0001}{2} - \frac{6 * 0.0001}{2}\right) + \frac{-0.312}{1.333} * \frac{2}{2} + \frac{0.425}{1.333} * \frac{2}{2} = 288.299 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_3 = 288.494 \frac{kN}{m^2}$$

### I. Armadura Longitudinal Inferior.

Momento de Diseño:

$$L_v = \frac{L - lp}{2} = \frac{2 - 0.30}{2} = 0.85m$$

$$M_u = \left(\sigma_{max} * \frac{L_v^2}{2}\right) * B = \left(288.494 * \frac{0.85^2}{2}\right) * 2 = 208.437 kN * m$$

$$M_{diseño} = M_u = 208.437 kN * m$$

#### a. Determinación del momento reducido de cálculo.

Utilizando la fórmula 2.26.

$$\mu_d = \frac{208.437}{2 * 0.342^2 * 16.67} = 0.053$$

#### b. Determinación de la cuantía mecánica.

$\mu_d = 0.053$   $w_s = 0.0627$  Cuantía mecánica tomamos el valor superior de la tabla A.1.9. del Anexo 1 por seguridad; Dominio 2.

#### c. Determinación de la armadura "As"

Utilizando la fórmula 2.27.

$$A_s = 0.0627 * 2 * 0.342 * \frac{16.67}{434.783}$$

$$A_s = 16.44 cm^2$$

#### d. Determinación de la armadura mínima.

Armadura mínima:

$w_{min} = 0.00075$  de la tabla A.1.8. anexo 1 Acero AH 500 para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores.

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h$$

$$A_{smin} = 6 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{scal} > A_{smin}$  adoptamos la mayor cuantía para el diseño,  $A_s = 16.44 \text{ cm}^2$ .

**e. Determinación del número de barras de acero.**

Área de Acero:

$$\phi_{16} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$NB = \frac{A_s}{\phi_{16}} = \frac{16.44 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 8.2 \approx 9$$

**f. Determinación de la separación de las barras.**

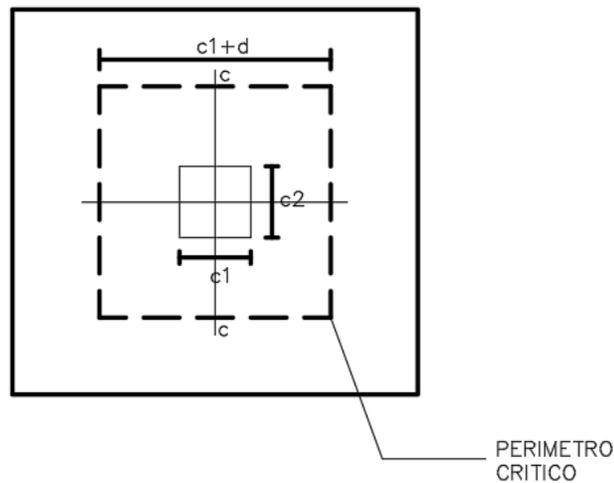
$$e = \frac{b - 2(r + \frac{\phi_{16}}{2})}{NB - 1} = \frac{200 \text{ cm} - 2 * (5 \text{ cm} + \frac{1.6}{2})}{8} = 23.55 \approx 20 \text{ cm}$$

**II. Verificación a Punzonamiento.**

Para la verificación a punzonamiento se tomó la columna más crítica según la norma CBH-87 en su punto 9.4.5.5 indica que, no será necesaria armadura de punzonamiento si se cumplen las siguientes limitaciones:

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha_x * |M_x| * u}{J_x} + \frac{\alpha_y * |M_y| * u}{J_y} \leq 2f_{cv}$$

**Fig. 3.16.** Sección crítica de la columna.



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$$c_1 = 0.25 \text{ m}$$

$$c_2 = 0.25 \text{ m}$$

$$P = 1152.17 \text{ kN}$$

$$M_x = -0.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = -0.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_d = P - \sigma_{td} * S_p$$

$$S_p = (c_1 + d) * (c_2 + d) = (0.25 \text{ m} + 0.342 \text{ m}) * (0.25 \text{ m} + 0.342 \text{ m})$$

$$S_p = 0.35 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{td} = 181.006 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_d = 1152.17 \text{ kN} - 181.006 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.35 \text{ m}^2 = 1088.734 \text{ kN}$$

**a. Área e inercias.**

$$b_o = 2 * (c_1 + d) + 2 * (c_2 + d) = 2 * (0.25 \text{ m} + 0.342 \text{ m}) + 2 * (0.25 \text{ m} + 0.342 \text{ m})$$

$$b_o = 2.368m$$

$$A_c = b_o * d = 2.368m * 0.342m = 0.81m^2$$

$$J_x = d * \frac{(c1 + d)^3}{6} + \frac{(c1 + d) * d^3}{6} + \frac{d * (c2 + d) * (c1 + d)^2}{2}$$

$$J_x = 0.30 * \frac{(0.25 + 0.342)^3}{6} + \frac{(0.25 + 0.342) * 0.342^3}{6} + \frac{0.342 * (0.25 + 0.342) * (0.25 + 0.342)^2}{2}$$

$$J_x = 0.051m^4$$

$$J_y = 0.051m^4$$

**b. Fracciones de Mx y My.**

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{c1 + d}{c2 + d}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{0.25 + 0.342}{0.25 + 0.342}}} = 0.4$$

$$\alpha_y = 0.4$$

**c. Resistencia del hormigón a punzonamiento.**

$$2 * f_{cv} = 2 * 0.131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2240.068 \frac{kN}{m^2}$$

$$\frac{P_u}{A_c} + \frac{\alpha_x * M_{xu} * u}{J_x} + \frac{\alpha_y * M_{yu} * v}{J_y} = 1344.909 \frac{kN}{m^2}$$

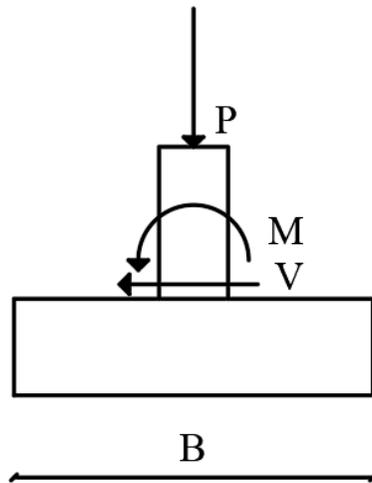
Reemplazando:

$$1344.909 \frac{kN}{m^2} \leq 2240.068 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

**III. Comprobación de la estabilidad (Vuelco y deslizamiento)**

**a. Comprobación al vuelco.**

**Fig. 3.17.** Fuerzas que generan vuelco sobre la fundación.



Fuente: Elaboración propia.

$$\gamma_v = \frac{F. \text{estabilizantes}}{F. \text{desestabilizantes}} \geq 1.5$$

$\gamma_1=1.5$  (coeficiente de seguridad contra el vuelco, según la norma CBH-87 (9.8.1)).

$$\gamma_{vx} = \frac{P_s * \frac{B}{2}}{M_{xs} + V_{xs} * h} \geq 1.5$$

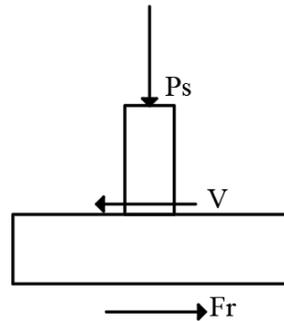
$$2606.719 \geq 1.5$$

$$\gamma_{vy} = \frac{P_s * \frac{L}{2}}{M_{ys} + V_{ys} * h} \geq 1.5$$

$$7112.16 \geq 1.5$$

**b. Comprobación al deslizamiento.**

**Fig. 3.18.** Fuerzas que generan deslizamiento sobre la fundación.



Fuente: Elaboración propia.

$$\gamma_d = \frac{F. \text{estabilizantes}}{F. \text{desestabilizantes}} \geq 1.5$$

$$\gamma_d = \frac{Fr}{V}$$

- **Verificación en la dirección “x”**

$\gamma_2=1.5$  (coeficiente de seguridad contra el deslizamiento, según CBH-87 (9.8.1))

Para suelos sin cohesión:

$$\frac{(P_s) * \tan\left(\frac{2}{3} * \varphi\right)}{V_{xs}} \geq \gamma_2$$

$$527.245 \geq 1.5$$

- **Verificación en la dirección “y”**

$$\frac{(P_s) * \tan\left(\frac{2}{3} * \varphi\right)}{V_{ys}} \geq \gamma_2$$

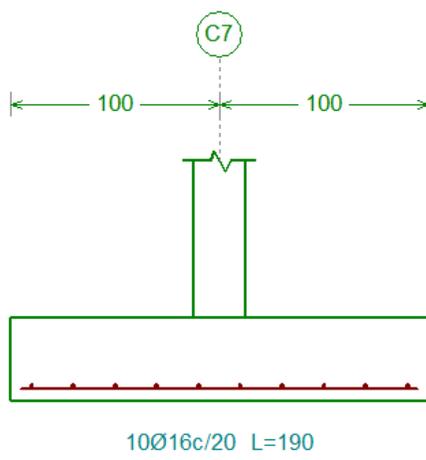
$$604.782 \geq 1.5$$

**Tabla 3.11.** Resumen Armadura Zapata.

Armadura					
Dirección	Despiece Manual	"As" del cálculo manual ( $cm^2$ )	Despiece programa Cypecad	"As" del cálculo Cypecad ( $cm^2$ )	Diferencia "As"
"X"	9 Ø16c/20	18,09	10 Ø16c/20	20,01	9,60%

Fuente: Elaboración Propia.

**Fig. 3.19.** Armado en Zapata Aislada.



Fuente: Ficha técnica Cypecad v2018

### 3.7. Estrategia para la ejecución del Proyecto.

#### 3.7.1. Especificaciones técnicas.

Se tomarán en cuenta 5 puntos para las especificaciones técnicas los cuales son:

- 1.- Descripción.
- 2.- Materiales, Herramientas y equipo.
- 3.- Forma de ejecución.
- 4.- Medición.
- 5.- Forma de Pago.

#### ITEM 004. RELLENO Y COMPACTADO C/EQUIPO SIN MATERIAL

**UNIDAD:** m<sup>3</sup>

**DESCRIPCIÓN**

Los trabajos correspondientes a este ítem consisten en disponer tierra seleccionada por capas, cada una debidamente compactada con rodillo, en los lugares indicados en el proyecto o autorizados por el Supervisor de Obra.

### **MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO.**

El Contratista proporcionará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos, los mismos deberán ser aprobados por el Supervisor de Obra.

El material de relleno a emplearse será del mismo suelo extraído de la excavación, libre de pedrones y material orgánico.

No se permitirá la utilización de suelos con excesivo contenido de humedad, considerándose como tales, aquellos que iguallen o sobrepasen el límite plástico del suelo. Igualmente se prohíbe el empleo de suelos con piedras mayores a 10 cm. de diámetro.

### **FORMA DE EJECUCIÓN.**

Todo relleno y compactado con rodillo, deberá realizarse en los lugares que indique el proyecto o en otros con aprobación previa del Supervisor.

El relleno se hará con material seleccionado, previamente aprobado por Supervisor de Obra. El equipo de compactación a ser empleado será el exigido en la Propuesta. En caso de no estar especificado, el Supervisor de Obra aprobará por escrito el equipo a ser empleado. En ambos casos se exigirá el cumplimiento de la densidad de compactación especificada.

El espesor máximo de compactación será de 20 cm.

La densidad de compactación será igual o mayor que 90% de la densidad obtenida en el ensayo del Proctor Modificado.

El Supervisor determinará los lugares y número de muestras a extraer para el control de densidad. El control será realizado por un laboratorio especializado y a costo del Contratista.

Durante el proceso de relleno, se deberán construir los drenajes especificados en el proyecto, o los que señale el Supervisor de Obra.

### **MEDICIÓN.**

La medición de este ítem será en metros cúbicos compactados.

### **FORMA DE PAGO.**

El trabajo ejecutado con material y equipo aprobados, medido de acuerdo a lo determinado en el párrafo anterior, será pagado según el precio unitario de la propuesta aceptada.

Este precio incluirá la compensación total por el relleno y compactación, incluyendo mano de obra, suministro de equipo, herramientas, combustible, costo de los ensayos de laboratorio y trabajos adicionales que pudieran requerirse.

### **3.7.2. Precios unitarios.**

Los parámetros tomados en cuenta para el análisis de precios unitarios para el presente proyecto se mencionan a continuación:

Cargas Sociales:	55 % De la mano de Obra.
IVA:	14.94 % De la mano de Obra.
IT:	3.09 % Del costo directo del Ítem.
Gastos Generales:	8 % Del costo directo del Ítem.
Utilidad:	8 % Del costo directo del Ítem.
Herramientas menores:	5% De la mano de Obra.

**Tabla 3.12.** Tabla de precios unitarios.

**FORMULARIO B-2**

**ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA S ARGENTI DE 3 PISOS**

**ESTRUCTURAS DE SOPORTE**

**ITEM: 09 VIGA H - 25**

**UNIDAD: METRO CUBICO -m<sup>3</sup>**

**CANTIDAD: 45,957**

**MONEDA: BOLIVIANOS**

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	1,00	MATERIALES				
1,00	-	CEMENTO PORTLAND	Kg	350,00	0,94	329,00
2,00	-	ARENA COMÚN	m <sup>3</sup>	0,45	120,75	54,34
3,00	-	GRAVA COMÚN	m <sup>3</sup>	0,92	120,75	111,09
4,00	-	MADERA DE CONSTRUCCIÓN	p2	70,00	8,00	560,00
5,00	-	CLAVOS	Kg	2,00	12,50	25,00
6,00	-	ALAMBRE DE AMARRE	Kg	2,00	12,00	24,00
>	<b>4,00</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>(1) =</b>	<b>1.103,43</b>
	2,00	MANO DE OBRA				
1,00	-	ENCOFRADOR	hr	18,00	20,50	369,00
2,00	-	ALBAÑIL	hr	10,00	20,50	205,00
3,00	-	AYUDANTE	hr	20,00	15,00	300,00
>	<b>5,00</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>(2) =</b>	<b>874,00</b>
	6,00	CARGAS SOCIALES		55,00% de	(5) =	480,70
	15,00	IMPUESTOS IVA		14,94% de	(5+6) =	202,39
>	<b>7,00</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>(5+6+15) =</b>	<b>1.557,09</b>
	3,00	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1,00	-	MEZCLADORA	hr	1,00	22,00	22,00
2,00	-	VIBRADORA	hr	0,80	15,00	12,00
	8,00	HERRAMIENTAS		5,00% de	(7) =	77,85
>	<b>9,00</b>	<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>			<b>(3+8) =</b>	<b>111,85</b>
>	<b>10,00</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>(4+7+9) =</b>	<b>2.772,37</b>
	12,00	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS		8,00% de	(10) =	221,79
	13,00	UTILIDAD		8,00% de	(10+12) =	239,53
>	<b>14,00</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>(10+12+13) =</b>	<b>3.233,70</b>
	16,00	IMPUESTOS IT		3,09% de	(14) =	99,92
>	<b>17,00</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(14+16) =</b>	<b>3.333,62</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>				<b>3.333,62</b>

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.7.3. Cálculos métricos

Los cálculos métricos se presentarán de la siguiente manera:

**Tabla 3.13.** Tabla de cálculos métricos.

CÁLCULOS MÉTRICOS  
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA SARGENTI DE 3 PISOS

Cálculos métricos									
Nº ITEM	DESCRIPCIÓN	Unid	Largo m.	Ancho m.	Alto m.	Area, perímetro, Vol, Cantidad	Nº de veces	S, Total	TOTAL
1	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRA	m <sup>2</sup>							118,64
						118,64	1	118,64	
2	EXC. CON RETROEXCAVADORAS	m <sup>3</sup>							94,419
	ZAPATAS								
	C1		1,95	1,95	2	7,605	1	7,605	
	C4		1,65	1,65	2	5,445	1	5,445	
	C5		2,45	1,25	2	6,125	1	6,125	
	C7		2	2	2	8	1	8	
	C8		2,55	1,3	2	6,63	1	6,63	
	C10		1,95	1,95	2	7,605	1	7,605	
	C11		2,55	1,3	2	6,63	1	6,63	
	C12		2,45	1,25	2	6,125	1	6,125	
	C13		1,55	0,8	2	2,48	1	2,48	
	C14		1,55	1,55	2	4,805	1	4,805	
	(C3-C9)		1,35	3,95	2	10,665	1	10,665	
	(C16-C17)		0,8	2,65	2	4,24	1	4,24	
	VIGAS CENTRADORAS	m <sup>3</sup>							
	[C4 - C8]		0,65	0,4	2	0,52	1	0,52	
	[(C3-C9) - C4]		1,31	0,4	2	1,048	1	1,048	
	[C8 - C12]		1,97	0,4	2	1,576	1	1,576	
	[C12 - C13]		1,49	0,4	2	1,192	1	1,192	
	[C12 - C10]		2,03	0,4	2	1,624	1	1,624	
	[C13 - C14]		2,71	0,4	2	2,168	1	2,168	
	[C11 - (C16-C17)]		1,55	0,4	2	1,24	1	1,24	
	[(C16-C17) - C14]		4,09	0,4	2	3,272	1	3,272	
	[C5 - C11]		1,98	0,4	2	1,584	1	1,584	
	[C11 - C10]		3,39	0,4	2	2,712	1	2,712	
	[C1 - C5]		0,4	0,4	2	0,32	1	0,32	
	[C1 - (C3-C9)]		1,01	0,4	2	0,808	1	0,808	

Fuente: Elaboración Propia.

#### **3.7.4. Presupuesto.**

En función a la estrategia para la ejecución del proyecto, se llevaron a cabo los cálculos métricos y análisis de precios unitarios, lo que permitió establecer un presupuesto general de obra de 561.803,77 Bs.

#### **3.7.5. Planeamiento y Cronograma.**

El plan del programa de obras se realizó aplicando el método de barras de GANT, dando así un plan de ejecución de 90 días calendario.

**CAPÍTULO IV**  
**APORTE ACADÉMICO DISEÑO**  
**ESTRUCTURAL ESCALERA**  
**ORTOPOLIGONAL – COMPARACIÓN**  
**TÉCNICO ECONÓMICA CON ESCALERA**  
**CONVENCIONAL**

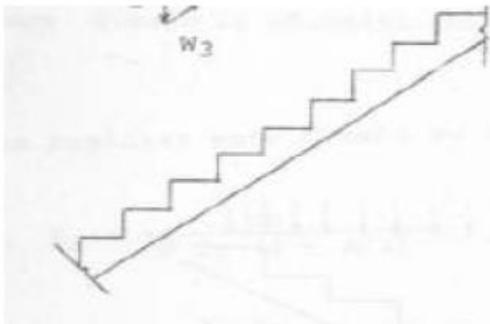
## 4.1. Marco conceptual del aporte académico

### 4.1.1. Definición

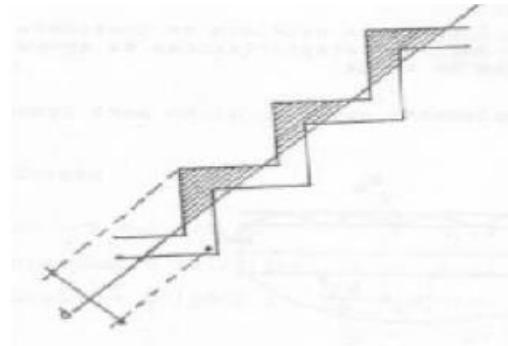
Comúnmente se puede apreciar en cualquier edificación que los sistemas de escaleras están compuestos por losas que a su vez se les agregan escalones y dan origen a un medio por el cual un usuario de una edificación puede desplazarse de un punto a otro de un edificio, sin embargo, el sistema de escaleras denominado sistema ortopoligonal se considera un caso especial de los sistemas de escaleras, ya que este no se compone de una losa plana la cual se le agregan escalones, sino que en este tipo de sistemas la losa es la que presenta la forma de escalón.

**Fig. 4.1.** Sistema de escaleras.

#### Sistema de escaleras tradicional.



#### Sistema de escaleras ortopoligonales.



Fuente: Fernández Chea / Análisis y diseño de escaleras.

### 4.1.2. Procedimiento de cálculo.

Para el análisis estructural de este sistema de escaleras se empleará un método denominado “Método de aproximación de la analogía de la columna” que considera el sistema como una estructura porticada de un vano y se obtienen los momentos por medio de este criterio. Para solución de un sistema de este tipo se deberá tomar como consideración especial un empotramiento imperfecto en los apoyos con esto se pretende anular los momentos de empotramiento en la estructura, aunque para este tipo de escaleras se recomienda emplear vigas de empotramiento en los extremos, aunque para su análisis no sean incluidas.

Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben ser diseñados para resistir los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico.

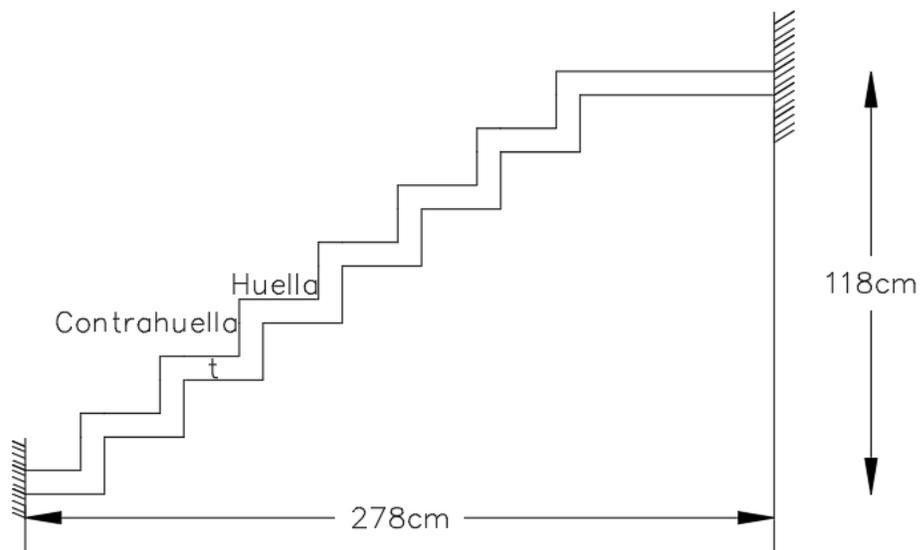
Pueden emplearse métodos aproximados de análisis siempre y cuando sean aplicables al tipo de estructura y su construcción no requiera análisis especiales.

#### 4.2. Alcance del aporte.

Comparación técnico – económica de la escalera convencional de  $H^\circ A^\circ$  desarrollada en el capítulo III, con la escalera ortopoligonal de  $H^\circ A^\circ$ .

#### 4.3. Diseño de la escalera ortopoligonal.

**Fig. 4.2.** Esquema de sistema ortopoligonal a diseñar.



Fuente: Elaboración propia.

### Sección A-A.

Huella=28cm      Contrahuella=16.8cm      b=110cm

t=12cm       $r_g=3\text{cm}$       d=9cm

Se asumen las cargas del diseño de Escalera convencional

Carga Muerta=7.197 kN/m

Carga Viva=3.30kN/m

$$f_{cd} = 16.67 \text{ MPa} \qquad f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

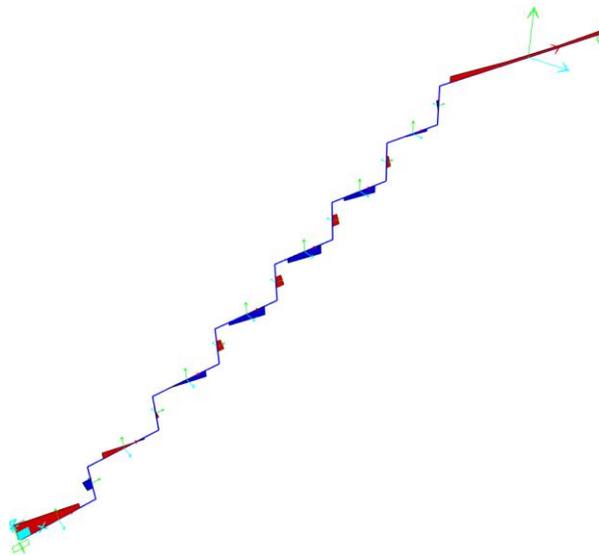
#### a. Momento último de diseño

**Tabla 4.1.** Momentos de Diseño.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	DISEÑO	Combination	-33,398	-45,081	0	0	0	-13,3388
1	0,22	DISEÑO	Combination	-33,398	-41,775	0	0	0	-3,7846

Fuente: Sap2000v21.

**Fig. 4.3.** Diagrama de Momentos.



Fuente: Sap2000v21.

**Fig. 4.4.** Momento Último de diseño.



Fuente: Sap2000v21.

$$M_u = 13.3388 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**b. Momento reducido de cálculo.**

$$\mu_d = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0.0898 \rightarrow w_s = 0.0953 \text{ asumimos la mayor cuantía por seguridad}$$

**c. Armadura de Cálculo.**

$$A_s = w_s * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0953 * 110\text{cm} * 9\text{cm} * \frac{16.67 \text{ MPa}}{434.78 \text{ MPa}}$$

$$A_s = 3.62 \text{ cm}^2$$

**d. Armadura Mínima.**

$$w_{min} = 0.0028$$

$$A_{s_{min}} = w_{min} * b * d = 0.0028 * 110\text{cm} * 9\text{cm}$$

$$A_{s_{min}} = 3.7\text{cm}^2$$

**e. Armadura de Diseño.**

$$A_{sd} = 3.7 \text{ cm}^2$$

**Área de acero de 10mm**

$$\phi_{10} = 0.785\text{cm}^2$$

**Número de Barras.**

$$Nb = \frac{A_{sd}}{\phi_{10}} = \frac{3.7\text{cm}^2}{0.785\text{cm}^2} = 4.7 \approx 5$$

**f. Espaciamiento.**

$$\phi_{10} = 1cm$$

$$a = b - 2 * (r_g) = 110cm - 2 * 3cm = 104cm$$

$$Nb_i = 3$$

$$l_1 = a - 2 * \frac{\phi_{10}}{2} = 104cm - 2 * \frac{1cm}{2} = 103cm$$

$$l_2 = l_1 - Nb_i * \phi_{10} = 103cm - 3 * 1cm = 100cm$$

$$e = \frac{l_2}{Nb_{10} - 1} = \frac{100cm}{5 - 1} = 25cm$$

$$e = 20cm$$

Número de Estribos

Se dispondrá 6x1 e $\phi$ 10 c/20cm

**g. Armadura transversal.**

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

Resistencia característica del hacer:  $f_{yk} = 500MPa$ ,  $f_{yd} = 434.78 MPa$

Cuya área A, en  $cm^2/m$ , cumplirá la condición:

$$A_{Smin} \geq 50 * \frac{h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} \quad A_{Smin} \geq \frac{50 * 12}{434.78} \geq \frac{200}{434.78} \quad A_{Smin} \geq 1.38 \geq 0.46$$

**h. Cálculo del número de barras:**

$$\phi 10mm \quad A_{\phi 10} = 0.785 cm^2$$

$$n = \frac{A_{Smin}}{A_{\phi 10}} = \frac{1.38cm^2}{0.785cm^2} = 1.757 \frac{barras}{m} \approx 2 \frac{barras}{m}$$

Se dispondrá 4 $\phi$ 10

**Sección B-B.**

Huella=28cm      Contrahuella=16.8cm      b=110cm

t=12cm       $r_g=3\text{cm}$

Se asumen las cargas del diseño de Escalera convencional

Carga Muerta=7.197 kN/m

Carga Viva=3.30kN/m

desnivel=84cm

**a. Momento último de diseño.**

$M_u=16.0658 \text{ kN}\cdot\text{m}$

**b. Momento reducido de cálculo.**

$$\mu_d = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$\mu_d = 0.1082 \rightarrow w_s = 0.1177$  asumimos la mayor cuantía por seguridad

**c. Armadura de Cálculo.**

$$A_s = w_s * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1177 * 110\text{cm} * 9\text{cm} * \frac{16.67 \text{ MPa}}{434.78 \text{ MPa}}$$

$$A_s = 4.47\text{cm}^2$$

**d. Armadura Mínima.**

$$w_{min} = 0.0028$$

$$A_{s_{min}} = w_{min} * b * d = 0.0028 * 110\text{cm} * 9\text{cm}$$

$$A_{s_{min}} = 3.7\text{cm}^2$$

**e. Armadura de Diseño.**

$$A_{sd} = 4.47\text{cm}^2$$

**Área de acero de 10mm**

$$\emptyset_{10} = 0.785\text{cm}^2$$

### Número de Barras.

$$Nb = \frac{A_{sd}}{\phi_{10}} = \frac{4.47 \text{ cm}^2}{0.785 \text{ cm}^2} = 5.7 \approx 6$$

### f. Espaciamiento.

$$\phi_{10} = 1 \text{ cm}$$

$$a = b - 2 * (r_g) = 110 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm} = 104 \text{ cm}$$

$$Nb_i = 4$$

$$l_1 = a - 2 * \frac{\phi_{10}}{2} = 104 \text{ cm} - 2 * \frac{1 \text{ cm}}{2} = 103 \text{ cm}$$

$$l_2 = l_1 - Nb_i * \phi_{10} = 103 \text{ cm} - 4 * 1 \text{ cm} = 99 \text{ cm}$$

$$e = \frac{l_2}{Nb_{10} - 1} = \frac{99 \text{ cm}}{6 - 1} = 19.8 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

Número de Estribos:

Se dispondrá 7x1 e $\phi$ 10 c/15cm

### g. Armadura transversal.

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

Resistencia característica del hacer:  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$

Cuya área A, en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_{s_{min}} \geq 50 * \frac{h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} \quad A_{s_{min}} \geq \frac{50 * 12}{434.78} \geq \frac{200}{434.78} \quad A_{s_{min}} \geq 1.38 \geq 0.46$$

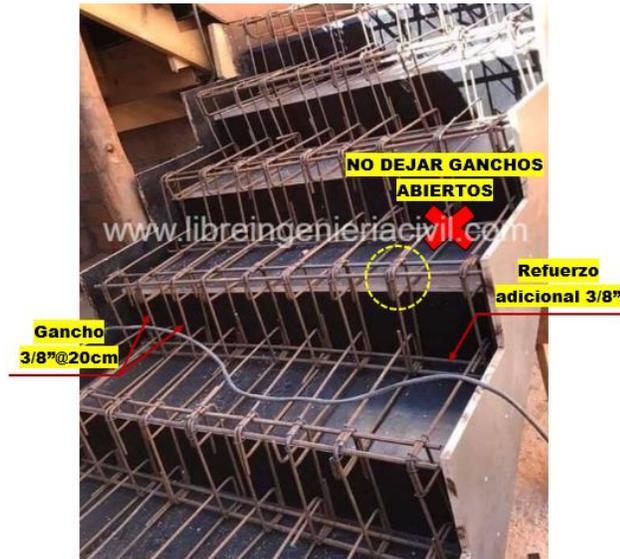
### h. Cálculo del número de barras:

$$\phi 10 \text{ mm} \quad A_{\phi 10} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{min}}}{A_{\phi 10}} = \frac{1.38 \text{ cm}^2}{0.785 \text{ cm}^2} = 1.757 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \approx 2 \frac{\text{barras}}{\text{m}}$$

Se dispondrá 4Ø10

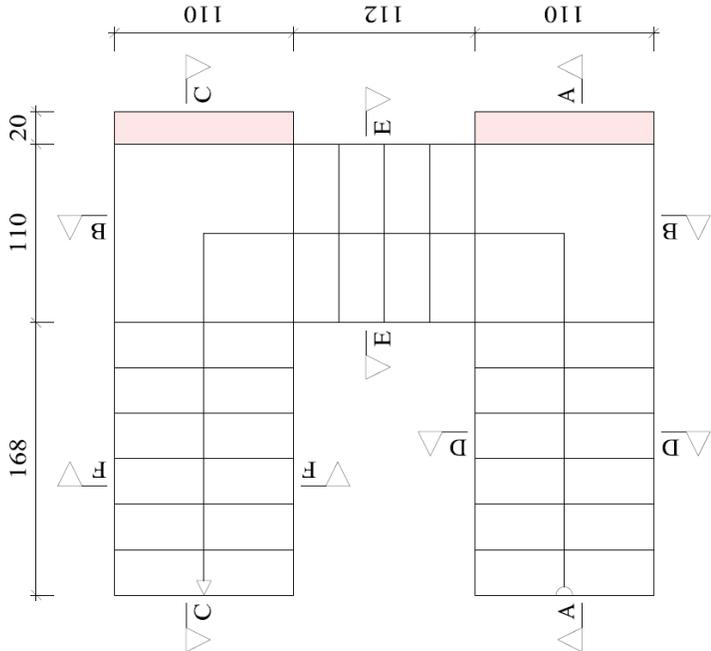
**Fig. 4.5.** Esquema de armado de la escalera ortopoligonal.



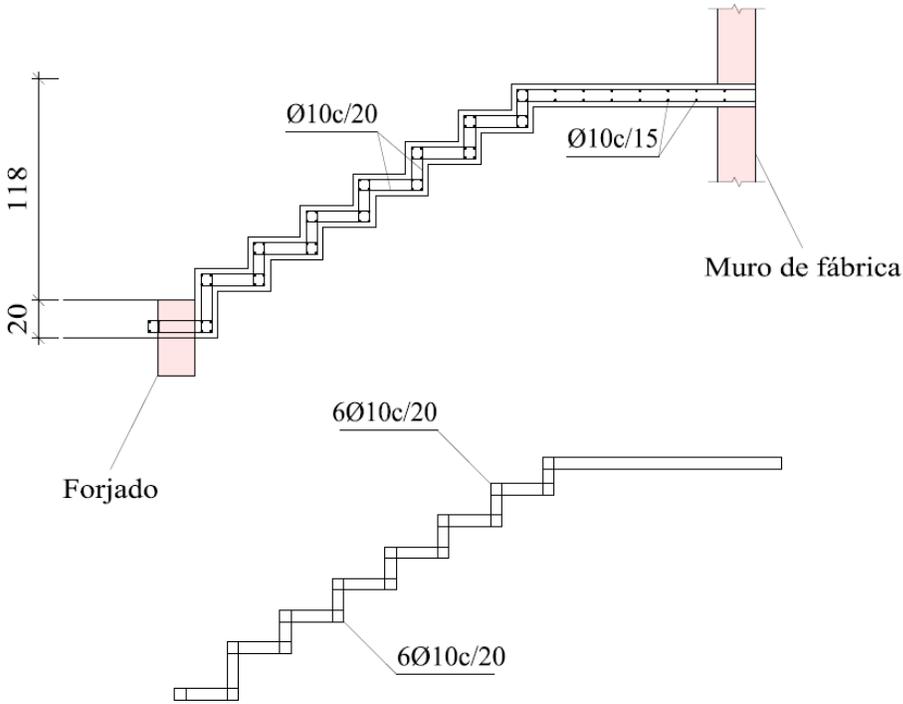
Fuente: <https://www.libreingenieriacivil.com/2021/11/construccion-de-escalera-ortopoligonal-o-escalonada.html>.

El corte para este tipo de escaleras no se revisa pues como se puede observar en la figura 4.2., el armado se realiza a manera de estribos que longitudinalmente trabajarán como acero a flexión, que contribuyen también a la resistencia de los esfuerzos de corte que le induce la carga aplicada.

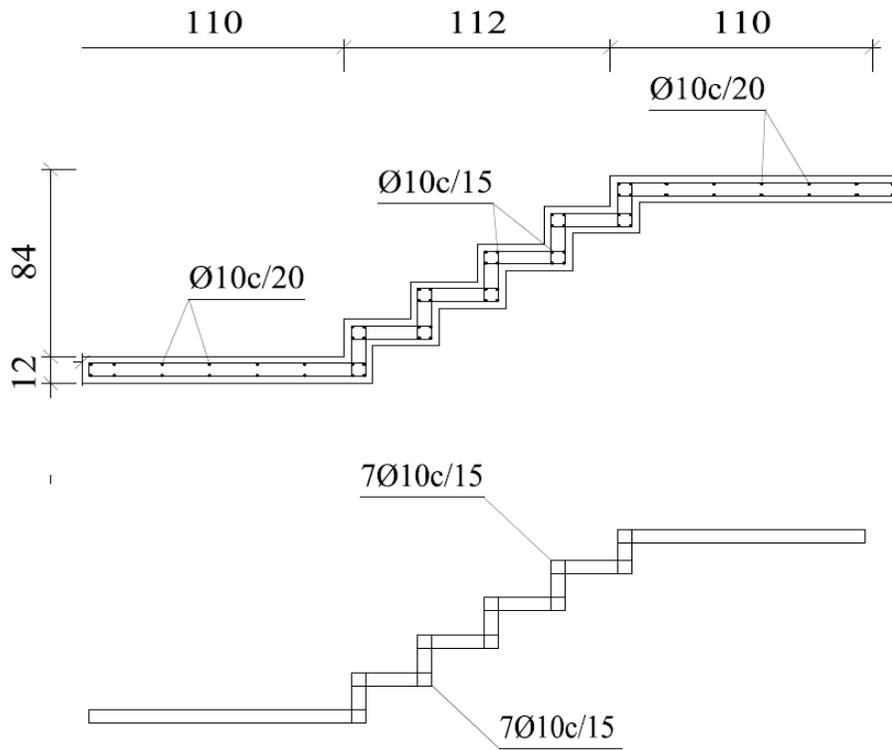
**4.3.1. Despiece de la escalera ortopoligonal.**



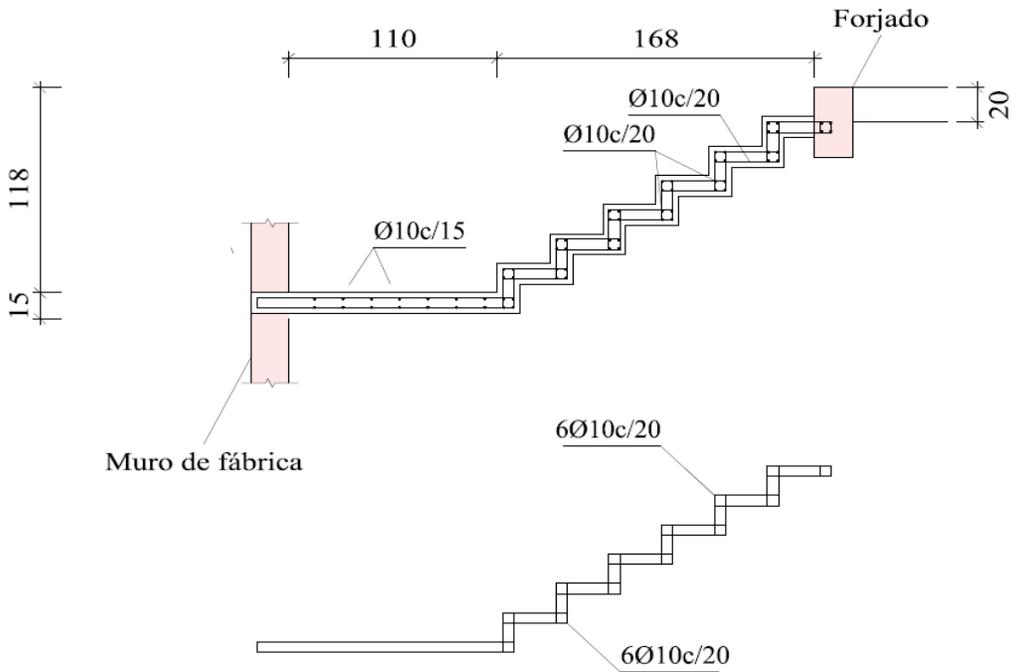
**Sección A-A**



## Sección B-B



## Sección C-C



#### 4.4. Escalera convencional versus escalera ortopoligonal.

##### 4.4.1. Análisis comparativo económico.

El análisis comparativo económico se realizará entre la Escalera Convencional de H°A° diseñado en el apartado 3.5.1.4. y el diseño de la Escalera Ortopoligonal de H°A°.

**Tabla 4.2.** Tabla Comparativa Económica.

Tipo/Mat	Unidad	P.U	Escalera Convencional de H°A°	Escalera Ortopoligonal de H°A°	Dif. Porcentual
Acero	kg	16,13	109,5	215,4	96,71%
Hormigón	m3	3169,94	1,71	1,276	-25,38%
Total	bs		7186,83	7519,25	332,41

Fuente: Elaboración Propia.

- Como se puede apreciar, tenemos un incremento del 96.71% de acero en la Escalera Ortopoligonal de H°A°, casi el doble con respecto de la Escalera Convencional de H°A°.
- Asimismo, se observa que hay una disminución del 25.38% de hormigón en la Escalera Ortopoligonal de H°A°, con respecto de la escalera Convencional de H°A°.
- En conclusión, se obtiene un precio más elevado en la Escalera Ortopoligonal de H°A°, como resultado de la mayor cantidad de acero que se requiere para poder llevar a cabo su construcción.

##### 4.4.2. Análisis comparativo técnico.

El análisis comparativo Técnico se realizará entre la Escalera Convencional de H°A° diseñado en el apartado 3.5.1.4. y el diseño de la Escalera Ortopoligonal de H°A°.

**Tabla 4.3.** Tabla Comparativa Técnica.

	<b>Unidad</b>	<b>Escalera Convencional de H°A°</b>	<b>Escalera Ortopoligonal de H°A°</b>	<b>Dif. Porcentual</b>
Md	kN*m	21,61	13,34	-38,27%
Cortante	kN	26,94	45,08	67,33%
Flecha instantanea	mm	2,04	0,44	-78,43%
Flecha Admisible	mm	9,27	9,27	0,00%

Fuente: Elaboración Propia.

- Se observa que para el diseño a flexión en la Escalera Ortopoligonal de H°A°, el momento es un 38.27% menor con respecto a la Escalera Convencional de H°A°, esto es debido a que las condiciones de apoyo de la Escalera Ortopoligonal son biempotradas, mientras que en la escalera Convencional son simplemente apoyadas.
- En el caso de la Escalera Ortopoligonal de H°A°, no es necesario verificar el diseño a Cortante, debido a que la armadura principal de esta, son estribos.
- La flecha Instantánea en la Escalera Ortopoligonal es considerablemente menor que la que se presenta en la Escalera Convencional, pero ambas se encuentran dentro del límite de la flecha Admisible.

**CAPÍTULO V**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 5.1. Conclusiones

El problema principal resuelto ha sido la carencia del cálculo estructural de la vivienda Sargenti de 3 pisos y en consecuencia se realizó el proyecto de ingeniería civil cuyas conclusiones mencionamos a continuación.

- Se cumplió el objetivo general de realizar el “Diseño estructural de la vivienda Sargenti de 3 pisos”, aplicando la normativa vigente CBH-87, verificando que los elementos estructurales más solicitados cumplen con los parámetros descritos por la norma.
- Se llevó a cabo el estudio de suelos determinando así la resistencia admisible del suelo en el lugar de emplazamiento, realizando el ensayo con equipo para Ensayos Normales de Penetración (SPT), la resistencia admisible es de 0.223 MPa a 2.20m de profundidad de los sondeos realizados por la empresa constructora y multiservicios Anub y validado por mi persona.
- Con base en la NBE-AE/88 Acciones en la edificación, se determinó las diferentes cargas que actúan en la estructura, mostrando una tabla resumen en el capítulo III.
- Al realizar la verificación manual del diseño de los elementos estructurales como ser: losas, vigas, columnas y zapatas, se observó una diferencia máxima de 14.29% con respecto al cálculo realizado por el programa Cypecad.
- Se utilizó losa alivianada con viguetas pretensadas de hormigón armado, debido a la factibilidad presentada en el proyecto, ya que la luz máxima de la losa es de 5.67m lo que nos permite utilizar este tipo de losas, asimismo, por el tiempo en su ejecución, entre otros factores como ser el ahorro en mano de obra y encofrado, en general se resumen en un ahorro económico.
- Se imprimieron los planos estructurales que reporta el programa, de todos los elementos que componen el proyecto en cuestión, (vigas, columnas, zapatas, escaleras, losas).
- Para la ejecución del proyecto, se llevaron a cabo los cálculos métricos y análisis de precios unitarios, lo que permitió establecer un presupuesto general de obra de 561.803,77 Bs, con un plazo de ejecución de 90 días calendario.

- La alternativa de la Escalera Ortopoligonal de H°A°, presenta un mayor costo, debido a la mayor cantidad de acero que requiere para su construcción, técnicamente se observa que predomina el cortante en la escalera ortopoligonal y se tiene una disminución del momento en ella, poder materializarla lleva un costo más elevado, además que se necesita una mano de obra calificada, ya que su tipo de armado y encofrado es distinto al de la Escalera Convencional de H°A°.

## **5.2. Recomendaciones.**

- Tener cuidado en la introducción de los datos iniciales, norma a utilizar materiales, hipótesis de carga, ya que en base a esto el programa Cypecad, realiza todos los cálculos, también tomar en cuenta las limitaciones, recomendaciones que están establecidas en la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87.
- Realizar una Estructuración, consiste en ubicar los elementos estructurales con respecto a la arquitectura del proyecto y realizar algunos predimensionamientos, en esta parte importa mucho la experiencia, ya que el plano arquitectónico es solo una propuesta.
- Llevar a cabo el estudio de suelos para poder realizar un diseño óptimo de la fundación, ya que esta debe ser capaz de transmitir las cargas generadas por la estructura hacia el terreno de manera que ninguna tenga problemas, tanto la estructura como el terreno.
- No cambiar el uso para la cual fue diseñada la estructura, ya que de hacerlo quedaría fuera de servicio, es decir que ya no sería capaz de cumplir la función para la que fue construida