

# **CAPITULO I**

## **1 ANTECEDENTES**

### **1.1 El problema**

La comunidad de Calamuchita actualmente cuenta con una infraestructura para la educación a nivel técnico medio, pero solo cuenta con tres aulas con capacidad limitada para estudiantes. Por lo cual más carreras no pueden ser ofertadas, muchas personas interesadas en cursar estas carreras deben emigrar hacia otras ciudades para poder formarse, la gran parte de la población de Calamuchita y comunidades aledañas se ven gravemente afectadas.

### **1.2 Objetivos**

#### **1.2.1 General**

Realizar el “DISEÑO ESTRUCTURAL DE AMPLIACION DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO URIONDO PROVINCIA AVILES” en el Municipio de Uriondo, aplicando la normativa NB1225001 de hormigón armado.

#### **1.2.2 Específicos**

- Realizar el estudio de suelos para conocer su capacidad portante para así seleccionar la profundidad y el tipo de fundación más adecuado, en función a la capacidad portante del suelo in-situ y sus características geomorfológicas propias del lugar.
- Realizar el cálculo y diseño estructural de: zapatas, columnas, vigas, escaleras y losas alivianadas para la ampliación del Instituto Tecnológico, de manera óptima, eficiente posible utilizando como herramienta al programa informático CYPECAD.
- Elaborar los planos estructurales de la ampliación Instituto Tecnológico Uriondo.
- Realizar las especificaciones técnicas para la ampliación del Instituto tecnológico Uriondo de Provincia Avilés.
- Realizar los cálculos métricos, un análisis de precio unitario, el presupuesto aproximado y la planificación de un cronograma de actividades para obtener el

tiempo de la ejecución del Instituto Tecnológico Uriondo de la Provincia Avilés.

### **1.3 Justificación**

#### **1.3.1 Académica**

Elaborar el proyecto para profundizar los conocimientos adquiridos durante la carrera, además que permitir desarrollar conocimientos, destrezas y habilidades en el diseño estructural del instituto.

#### **1.3.2 Técnica**

Se realizará el “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO URIONDO DE LA PROVINCIA AVILES” como “PROYECTO DE GRADO” con la norma NB 1225001 aprobada por una resolución ministerial. También hacer uso del software CYPECAD, paralelamente se realizará la respectiva verificación manual y comparación con los resultados obtenidos en dicho programa, aplicando y empleando todos los conocimientos adquiridos en la carrera de ingeniería civil. Asimismo, se elaborarán planos estructurales, planillas auxiliares que faciliten la realización de los cálculos.

### **1.4 Alcance del proyecto**

- Realizar un estudio de suelos (ensayo de penetración estándar) así determinar la capacidad portante del suelo, la cual debe ser suficiente para soportar el peso propio de la estructura. Además, con la capacidad portante, diseñar las fundaciones, la profundidad a la cual van a estar ubicadas, este estudio será realizado en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. a base de muestras tomadas en el lugar de emplazamiento, “Instituto tecnológico Uriondo”.
- Diseño y cálculo de los elementos estructurales con secciones que cumplan con los requisitos establecidos en la norma NB 1225001:2020
- Diseño y cálculo de las escaleras.
- Métodos constructivos aplicables y especificaciones técnicas de los ítems necesarios para el aporte académico.
- Planos estructurales del diseño.

- Realización del presupuesto de la obra con cálculos métricos y precios unitarios de los ítems necesarios para el aporte académico.

### 1.5 Localización

El terreno se encuentra ubicado en la comunidad de Calamuchita, municipio de Uriondo, primera sección de la provincia Avilés. Este se sitúa en el extremo suroeste del departamento de Tarija, entre los meridianos 21°34' y 21°49' de latitud sur, y los paralelos 64°31' y 64°59' de longitud oeste.

El terreno destinado para el instituto cuenta con una superficie de 14.553 m<sup>2</sup>, lo que permitirá una adecuada ubicación y distribución de la estructura.

**Figura 1** Ubicación del proyecto



*Fuente: Google earth.*

### 1.6 Aporte académico

Análisis comparativo técnico económico de losa alivianada vs losa con placas colaborantes.

## **CAPITULO II**

## 2 MARCO TEÓRICO

### 2.1 Levantamiento topográfico

La topografía es una ciencia aplicada que, a partir de principios, métodos y con la ayuda de instrumentos permite representar gráficamente las formas naturales y artificiales que se encuentran sobre una parte de la superficie terrestre, como también determinar la posición relativa o absoluta de puntos sobre la Tierra.

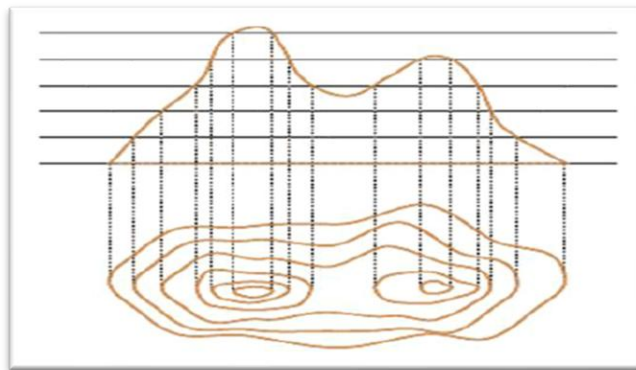
Los procedimientos destinados a lograr la representación gráfica se denominan **“levantamiento topográfico”** y al producto se le conoce como plano, el cual contiene la proyección de los puntos de terreno sobre un plano horizontal, ofreciendo una visión en planta del sitio levantado. El levantamiento consiste en la toma o captura de los datos que conducirán a la elaboración de un plano.

Un plano o mapa topográfico representa mediante símbolos adecuados, la configuración del terreno, llamado relieve, con inclusión de todos los detalles correspondientes, como son obras civiles, montañas, corrientes de aguas etc. La característica esencial de un plano topográfico es la representación del relieve.

#### 2.1.1 Curvas de nivel

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

**Figura 2** Curvas de nivel



Fuente: <http://blogdoorientista.blogspot.com/2012/02/dican-o-16-teoria.html>

## 2.2 Estudio de suelos de fundación.

El suelo es un conjunto no cementado de partículas minerales, materia orgánica, agua y aire, cuyo comportamiento mecánico depende de su composición, estructura y grado de compactación.

### 2.2.1 Granulometría

Granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. Mediante el uso de un juego de tamices.

#### Análisis del tamaño de las partículas

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Originalmente, el suelo se divide en tres o cuatro fracciones debido a lo complejo de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con sus agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se puede ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son los siguientes:

**Tabla 1** Tamaño de partículas

| Sistema de clasificación | Tamaño del grano                  |
|--------------------------|-----------------------------------|
| SUCS                     | Grava: 75 mm a 4.75 mm            |
|                          | Arena: 4.75 mm a 0.075 mm         |
|                          | Limo y arcilla (finos): <0.075 mm |

*Fuente:* (Das., 2001)

### Tamaño patrón de los tamices

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaños desde 101.6 mm (4'') en la serie más gruesa hasta el No 400 (0.038 mm) en la serie correspondiente al suelo fino.

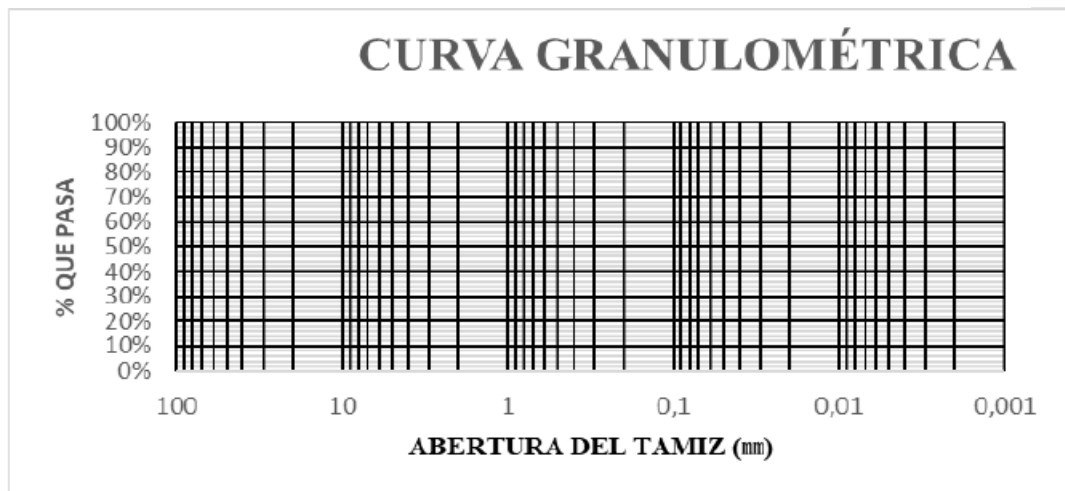
**Tabla 2** Serie de tamices A.S.T.M.

| Tamiz     | 3"        | 2"    | 1 $\frac{1}{2}$ " | 1"    | $\frac{3}{4}$ " | $\frac{1}{2}$ " | $\frac{3}{8}$ " | Nº 4 | Nº 10 | Nº 40 | Nº 200 |
|-----------|-----------|-------|-------------------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|------|-------|-------|--------|
| $\phi$ mm | 75.0<br>0 | 50.00 | 37.50             | 25.00 | 19.00           | 12.50           | 9.50            | 4.75 | 2.00  | 0.475 | 0.075  |

*Fuente:*(Das., 2001)

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

**Figura 3** Curva granulométrica



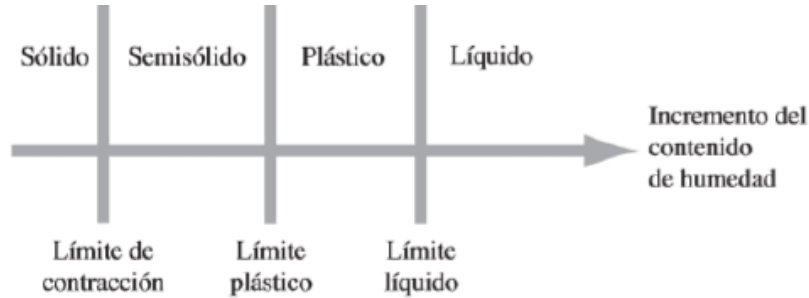
*Fuente:* (Das., 2001)

#### 2.2.2 Límites de atterberg

Se define límites de Atterberg o límites de consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según

su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: *estado líquido*, *estado plástico*, *estado semisólido* y *estado sólido*. Llamándose *límites de plasticidad* a las fronteras (límite líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico.

**Figura 4** Límites Atterberg

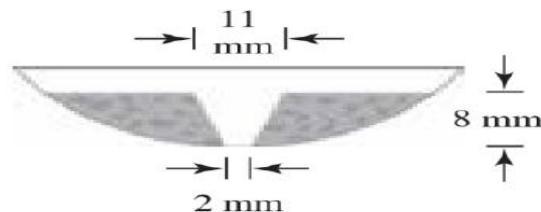


*Fuente:* (Das, 2011)

#### 2.2.2.1 Límites Líquido (LL)

Atterberg definió la frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico del suelo como límite líquido. El procedimiento consiste en colocar la muestra de suelo reconstituida en una cápsula, abrir una ranura en el centro y golpear la cápsula de manera controlada hasta lograr el cierre de dicha ranura, como se observa en la figura 2.4.

**Figura 5** Ensayo de casa grande



*Fuente:* (Das, 2011)

#### 2.2.2.2 Límites Plástico (LP)

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

### 2.2.2.3 Índice de plasticidad (IP)

Las fronteras que determinan el intervalo plástico del suelo reciben el nombre de *límites de plasticidad*. Según Atterberg, la plasticidad de un suelo depende del *límite líquido* y de la máxima cantidad de arena que puede añadirse al mismo, manteniendo el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin perder sus propiedades plásticas. Además, observó que la diferencia entre ambos límites, llamada *índice plástico*, se relaciona con la cantidad de arena incorporada y puede determinarse con mayor facilidad. Por este motivo, recomendó usar el índice plástico como segundo parámetro para describir la plasticidad del suelo.

$$IP = LL - LP$$

**Tabla 3** Límites de Atterberg medios para diferentes tipos de suelo

| Tipo de suelo       | LL  | LP | IP |
|---------------------|-----|----|----|
| Arenas              | 20  | 0  | 0  |
| Limos               | 27  | 20 | 7  |
| Arcillas            | 100 | 45 | 55 |
| Arcillas coloidales | 399 | 46 |    |

*Fuente:* (Peck, 1978)

### 2.2.3 Clasificación de suelos

En trabajos de construcción estructurales es utilizado el Sistema Unificado de Clasificación de suelo (S.U.C.S).

- **Sistema de clasificación S.U.C.S**

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

G = Grava o suelo gravoso.

S = Arena o suelo arenoso

W = Bien graduado

C = Arcilla inorgánica

P = Mal graduado

M = Limo inorgánico o arena fina.

Segundo grupo se encuentran: los suelos finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad, son designados de la siguiente manera.

M = Limo inorgánico o arena muy fina.

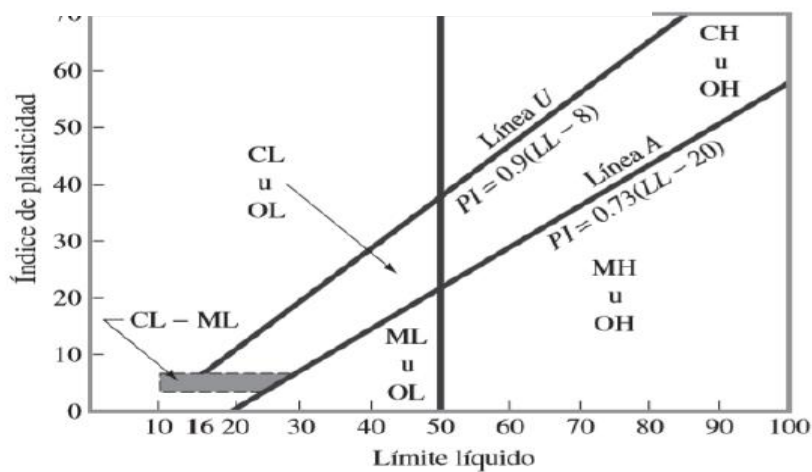
C = Arcilla

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

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

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

**Figura 6** Carta de plasticidad



Fuente: (Das, 2011)

#### **2.2.4 Ensayo de penetración estándar SPT**

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetración Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63,5 Kg. y 76,2 centímetros respectivamente.

- **Trabajo de campo**

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

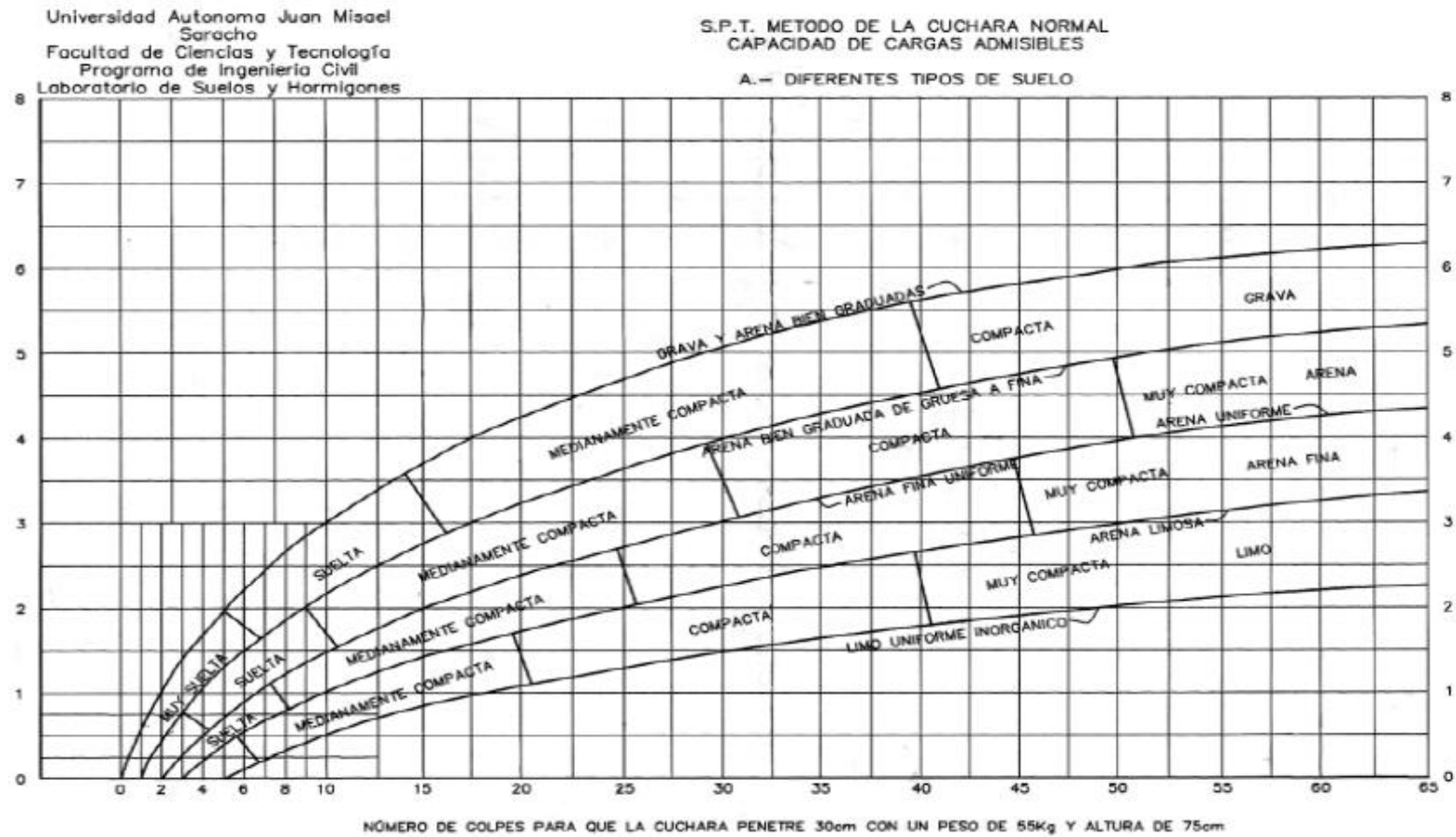
Además del hincado, se debe realizar un muestreo de materiales cuidando de no perder la humedad natural del suelo.

El ensayo se puede realizar en una excavación a cielo abierto o mediante un sistema de perforación especial. Además, se debe prever un sistema de bombeo para agotar el agua encontrada por la capa freática.

- **Trabajo de Laboratorio**

El suelo muestreado en la etapa de campo, se debe procesar en el laboratorio, mediante los ensayos de clasificación, esto implica que se debe realizar Granulometría y Límites de Atterberg y clasificarlo por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

**Figura 7** Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos



Fuente: (UAJMS)

### **2.3 Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico influye en elementos como la distribución de espacios, buscando adaptarlos a las necesidades del propietario y consiguiendo el máximo aprovechamiento de cada metro disponible.

La arquitectura se realiza considerando tres aspectos elementales: La funcionalidad de la edificación, la morfología y lo estético (no es motivo del proyecto de diseño estructural).

### **2.4 Idealización de las estructuras**

La idealización de una estructura es el proceso de simplificación de una estructura real para su análisis en la teoría de la estructura. La idea es representar una estructura compleja en un modelo matemático o físico simplificado que aún pueda proporcionar una buena aproximación de su comportamiento real. La idealización es necesaria para poder aplicar las leyes físicas y matemáticas que rigen el comportamiento estructural, lo que permite evaluar la capacidad de carga, la rigidez y el comportamiento de deformación de la estructura ante cargas y fuerzas externas.

La idealización de la estructura es el proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis.

La parte más importante a la hora de diseñar un edificio en lo que respecta a estructura, es la concepción de cómo, en conjunto funcionará el edificio. La carga gravitacional es primero transmitida de las losas a las vigas, de las vigas a las columnas y de las columnas a la fundación.

Las vigas son elementos estructurales horizontales, que forman con las columnas un pórtico.

Las columnas son elementos verticales, que soportan las cargas de los elementos nombrados anteriormente y los transmite a la fundación.

## **2.5 Análisis y Diseño Estructural**

El análisis estructural y el diseño estructural son dos etapas importantes en el proceso de desarrollo de una estructura.

El análisis estructural cubre el estudio de los efectos de las cargas y las fuerzas internas en una estructura. El análisis estructural es particularmente importante para comprender completamente las rutas de carga y los impactos que las cargas tienen en los diferentes diseños. Permite garantizar que la estructura sea segura para su uso bajo las cargas estimadas que se espera que soporte.

El Diseño estructural es el proceso de seleccionar y diseñar los componentes estructurales, como columnas, vigas, losas y cimentaciones, que cumplen con los requisitos de resistencia, estabilidad y durabilidad. El diseño estructural se basa en los resultados del análisis estructural y utiliza códigos y estándares para garantizar la seguridad y la eficiencia de la estructura.

El análisis estructural se enfoca en la predicción de fuerzas y deformaciones, mientras que el diseño estructural se enfoca en la selección y diseño de componentes estructurales para satisfacer los criterios de seguridad y eficiencia. Ambas etapas son importantes y complementarias en el proceso de desarrollo de una estructura segura y resistente.

### **2.5.1 Análisis de carga**

El análisis de cargas es un procedimiento que permite conocer las cargas que se ejercen sobre los distintos elementos estructurales que integran la construcción debido a su funcionamiento. Es decir, las cargas muertas y variables que en ella actúan durante la operación usual del edificio.

#### **2.5.1.1 Cargas muertas (D)**

Es la carga cuya magnitud y posición permanecen constantes en el tiempo, excepto en caso de modificaciones o reformas del edificio. Se compone del peso propio y de la carga muerta permanente.

➤ **Carga muerta de peso propio:**

Corresponde al peso de los elementos estructurales resistentes, como vigas, losas, columnas, muros portantes, entre otros. Forma parte de la carga muerta total.

➤ **Carga muerta permanente:**

Es la carga debida al peso de los elementos constructivos no estructurales — pisos, revestimientos, muros divisorios, instalaciones fijas y otros elementos de presencia permanente— que no forman parte de la estructura resistente.

### 2.5.1.2 Cargas variables

Las cargas variables en estructuras son aquellas que pueden cambiar en el tiempo y que no son constantes, a diferencia de las cargas muertas que son constantes y predecibles. Algunas de las cargas variables más comunes incluyen: Carga viva, carga de nieve, carga de viento, carga de fluido, carga del terreno.

#### **Cargas vivas (L)**

Cargas debidas a la ocupación y uso o servicio que presta la estructura debida al peso de todos los objetos y/o personas que puedan gravitar por el servicio que prestarán en su explotación e incluso durante la ejecución. Por ejemplo: peso de personas y muebles en edificios, mercaderías en depósitos, vehículos en puentes, etc.

**Tabla 4** Sobrecargas de servicio (L)

| <b>Tipo de servicio</b>                    | <b>Sobrecarga uniforme (KN/M2)</b> |
|--------------------------------------------|------------------------------------|
| Celdas                                     | 2,00                               |
| Habitaciones privadas                      | 2,00                               |
| Oficinas                                   | 3,00                               |
| Gimnasio                                   | 5,00                               |
| Escaleras en oficinas                      | 4,00                               |
| Escaleras privadas                         | 3,00                               |
| Azoteas y terrazas accesibles privadamente | 3,00                               |

*Fuente:* (NB 1225001)

## Sobrecarga de viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $W$  en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión).

El parámetro principal es la velocidad de viento, que se debe determinar en función a la zona de emplazamiento de la obra. Este valor se puede obtener de registros históricos de velocidad de viento en el lugar.

El procedimiento de diseño que nos propone la Norma Boliviana NB 1225003, para calcular la presión del viento es la siguiente:

- Se determina la velocidad básica del viento “ $V$ ” y el factor de direccionalidad  $K_d$ .
- Se determina un factor de importancia  $I$ .
- Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica  $K_z$  o  $K_h$ , según corresponda.
- Se determina un factor topográfico  $K_{zt}$ .
- Se determina un factor de efecto de ráfaga  $G$  o  $G_f$ , para estructuras rígidas se toma  $G = 0,85$ , caso contrario se puede recurrir al Anexo B de esta Norma.
- Se determina una clasificación de cerramiento de acuerdo con el artículo.
- Se determina el coeficiente de presión interna  $G C_{pi}$ , de acuerdo con el tipo de estructura.
- Se determina la presión dinámica  $q_z$  o  $q_h$ , según corresponda.
- $q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \left( \frac{N}{m^2} \right)$
- Se determinan los coeficientes de presión externa  $C_p$  o  $G C_{pf}$ , o los coeficientes de fuerza  $C_f$ , según corresponda.
- Se determina la carga de viento de diseño  $P$ .

$$P = q_z G C_p - q_h (G C_{pi}) [N/m^2]$$

### **Acción del terreno**

Es la producida por el empuje activo o el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

Para el correcto diseño de estructuras de contención como muros o estructuras similares, se hace indispensable estimar las presiones laterales que genera el terreno sobre estas, con el fin de garantizar un correcto funcionamiento y la estabilidad del talud.

El suelo ejerce sobre el muro, unas fuerzas que tiende a desestabilizarlo, estas fuerzas son las que se conocen como empujes de tierra y su valor cambia de acuerdo a las condiciones que este posea, como parámetros del suelo y condiciones de drenaje.

Los empujes sobre el muro pueden ser de los siguientes:

- Empuje Activo: El terreno empuja al muro permitiéndose las suficientes deformaciones en la dirección del empuje para llevar al terreno a su estado de rotura. Es el caso habitual cuando se desarrolla una ‘acción’ del terreno.
- Empuje al reposo: El terreno empuja, pero el muro no sufre apenas deformaciones, es decir, son nulas o despreciables. El valor del empuje es mayor que el activo.
- Empuje pasivo: Cuando el muro se desplaza contra el terreno, lo comprime y éste reacciona. Es siempre una ‘reacción’. Su valor es mucho mayor que el activo.

#### **2.5.2 Cubierta plana (losas) y entrepisos**

La estructura de sustentación de la cubierta es una losa alivianada con viguetas pretensadas.

La utilización de las viguetas pretensadas en la construcción de obras es sin dudas uno de los recursos más difundidos en el mundo y sobre todo en nuestro país. Esto quizás resulte de la posibilidad de agilizar los tiempos destinados a la construcción al

introducir estas piezas producidas industrialmente a las técnicas tradicionales constructivas.

Permite el ahorro en el material, en el encofrado y disminuye tiempos de ejecución y desencofrado. Otra ventaja de este tipo de losas es su peso, son notablemente más livianas con respecto a las losas macizas, lográndose reducir el mismo hasta en un 40%.

La losa se compone tres elementos principales:

- Vigueta pretensada, que son fabricadas por firmas comerciales reconocidas y garantizadas.
- Material de relleno o bovedilla, donde en este diseño se usará aligerantes de polietileno expandido (plastoformo).
- Capa de compresión, es una capa de hormigón que se vierte sobre las viguetas y los bloques de EPS, que tiene como función principal distribuir las cargas de la losa. El espesor de la losa de hormigón debe cumplir con:

$$4\text{ cm} \leq h_0 \leq 1/12 \text{ de la distancia libre entre nervios}$$

Se calcula el momento flector máximo de las viguetas y se verifica que sea menor o igual al momento admisible que nos provee el fabricante.

### **2.5.3 Estructura de Sustentación de la edificación**

La estructura de sustentación de la edificación es una estructura porticada de hormigón armado, la cual se diseñará de acuerdo a la Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001).

#### **2.5.3.1 Consideraciones para el diseño de los elementos de hormigón armado**

- Hormigón armado

##### Resistencia especificada a la compresión del hormigón

La resistencia a la compresión del hormigón ( $f'_c$ ) es la característica mecánica más importante de un hormigón. Su determinación se efectúa mediante el ensayo de probetas cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), este es un valor con un 95% de probabilidad que ocurra.

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, en probetas cilíndricas normales.

### Resistencia nominal

Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de la norma NB 1225001, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

La resistencia nominal se calcula utilizando los valores nominales especificados de las resistencias de los materiales y de las dimensiones. El subíndice “n” se emplea para referirse a las resistencias nominales, por ejemplo, resistencia nominal a carga axial  $P_n$ , resistencia nominal a momento  $M_n$  y resistencia nominal a cortante  $V_n$ .

### Resistencia de diseño

La resistencia de diseño es igual a la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

**Tabla 5** Factores de reducción de resistencia  $\phi$

|    | Acción o elemento estructural                                                                     | $\phi$   |
|----|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
| a) | Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados                                         | 0.65-0.9 |
| b) | Cortante                                                                                          | 0.75     |
| c) | Torsión                                                                                           | 0.75     |
| d) | Aplastamiento                                                                                     | 0.65     |
| e) | Zonas de anclaje de pos-tesado                                                                    | 0.85     |
| f) | Cartelas y ménsulas                                                                               | 0.75     |
| g) | Bielas, tirantes, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método biela-tirante | 0.75     |
| h) | Componentes de conexiones de elementos prefabricados por fluencia de los elementos de acero       | 0.9      |
| i) | Elementos de hormigón simple                                                                      | 0.6      |

|                                      |           |
|--------------------------------------|-----------|
| j) Anclajes en elementos de hormigón | 0.45-0.75 |
|--------------------------------------|-----------|

*Fuente:* (NB 1225001)

### Resistencia requerida

Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas.

Se utiliza el subíndice “u” para denominar las resistencias requeridas, por ejemplo, resistencia requerida a carga axial  $P_u$ , resistencia requerida a momento  $M_u$  y resistencia requerida a cortante  $V_u$ , calculadas a partir de las cargas y fuerzas mayoradas aplicadas.

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera: Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

Por ejemplo:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

### Resistencia especificada a la fluencia del acero

Resistencia a la fluencia mínima especificada, o punto de fluencia de la armadura. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las normas ASTM aplicables.

Principalmente los aceros resistentes a la fluencia se refieren al límite elástico del acero que es la cantidad de tensión que debe soportar una pieza de este material para conseguir una deformación plástica.

➤ **Combinaciones de cargas**

La resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las siguientes ecuaciones.

Estructura vacía:  $U=1,4(D+F)$

Estructura con sobrecargas:  $U=1,2(D+F+T) +1,6(L+H) +0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$

Estructura de cubierta:  $U=1,2D+1,6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) +(1,0 L \text{ ó } 0,80W)$

Acción de viento:  $U=1,2D+1,0W+1,0L+0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$

Acción de viento + empujes de suelo  $U=0,9D+1,0W+1,6H$

Donde:

$D$  = Cargas muertas.

$F$  = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

$H$  = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

$L$  = Cargas vivas.

$Lr$  = Cargas vivas de cubierta.

$R$  = Cargas por lluvia.

$S$  = Cargas por nieve.

$T$  = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

$U$  = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

$W$  = Carga por viento.

## 2.5.4 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, que generalmente están solicitados a esfuerzos de flexión. Pueden tener distintas secciones transversales, aunque las más usadas son las vigas rectangulares.

### 2.5.4.1 Diseño a flexión

La Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB1225001 establece, que el diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, además debe basarse en las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura, debe emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones específicas. Alternativamente, se permite emplear el modelo de bielas y tirantes
- La máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón, se supone igual a 3 ‰ (0,003).
- El esfuerzo en la armadura, cuando sea menor que  $f_y$ , debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación específica del acero. Para deformaciones específicas mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación específica e igual a  $f_y$ .

Cuando  $\varepsilon_s < \varepsilon_y$  (deformación específica de fluencia)  $A_s * f_s = A_s * E_s * \varepsilon_s$

Cuando  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$   $A_s * f_s = A_s * f_y$

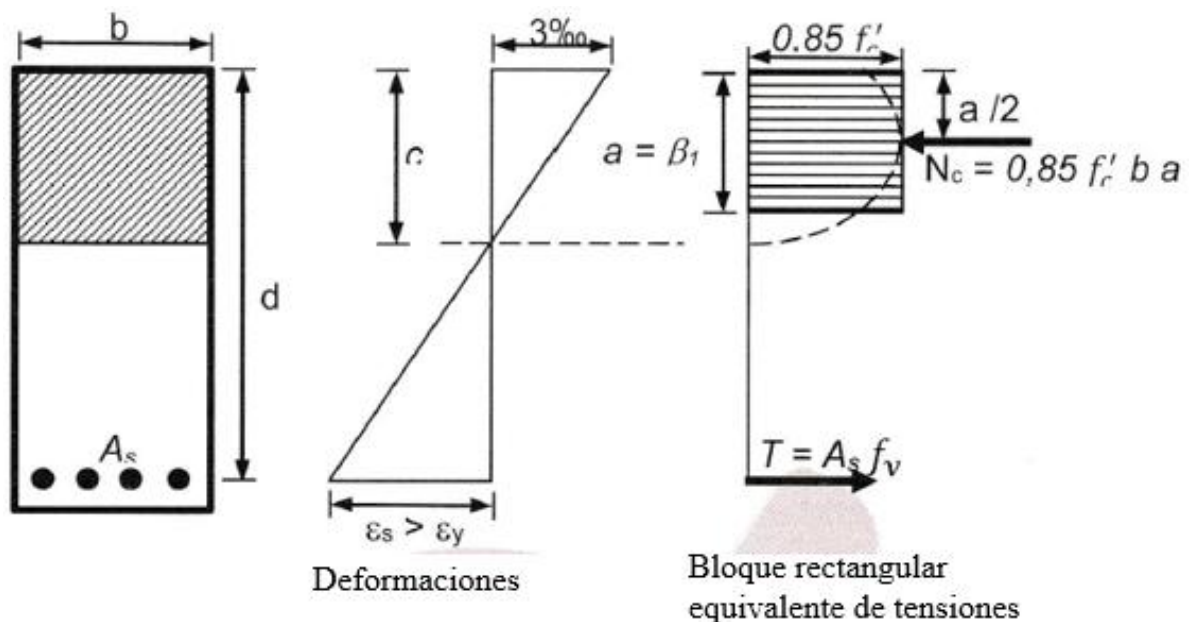
- La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de hormigón armado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de las tensiones de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

#### 2.5.4.2 Diagrama rectangular de tensiones

Los resultados requeridos para el diseño se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, definida como sigue:

- Una tensión en el hormigón de  $0,85 f_c'$  uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 * c$  de la fibra de deformación específica máxima en compresión.
- La distancia desde la fibra de deformación específica máxima al eje neutro,  $c$ , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para  $f_c'$ , entre 18 MPa y 30 MPa, el factor  $\beta_1$  se debe tomar como 0,85. Para resistencias superiores a 30 MPa,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0,65.

**Figura 8** Distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.



Fuente: (NB 1225001)

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

**Tabla 6** Valores de  $\beta_1$  para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón

| $f'c$                                   | $\beta_1$                                        |
|-----------------------------------------|--------------------------------------------------|
| $f'c \leq 30 \text{ MPa}$               | 0,85                                             |
| $30 \text{ MPa} < f'c < 60 \text{ MPa}$ | $0,85 - 0,056 \left( \frac{f'c - 30}{7} \right)$ |
| $f'c \geq 60 \text{ MPa}$               | 0,65                                             |

Fuente: (NB 1225001)

#### 2.5.4.3 Límites en la armadura en elementos sometidos a flexión

La cantidad de armadura  $A_s$ , proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} * b_w * d \quad A_{s,min} = \frac{1,4}{f_y} b_w * d$$

La máxima armadura deber ser:

$$A_{s,máx} = 0,75 * \rho_b * b_w * d$$

Para esto la cuantía balanceada es igual a:

$$\rho_b = \alpha * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} * \frac{f'c}{f_y} \quad \alpha = 0,85 * \beta_1$$

#### 2.5.4.4 Espaciamiento de la armadura de tracción

El espaciamiento de la armadura más cercana a una superficie en tracción,  $s$ , no debe ser mayor que el dado por:

$$s \leq \begin{cases} 380 * (\frac{280}{f_s}) - 2,5C_c \\ 300 * (\frac{280}{f_s}) \end{cases}$$

$$f_s = \frac{2}{3} * f_y \quad C_c = r_{geo} + \Phi_{estribo}$$

La distancia libre minima entre barras paralelas de una capa debe cumplir con:

$$S_{t_{min}} \begin{cases} \geq db \\ \geq 25mm \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño del agregado grueso} \end{cases}$$

#### 2.5.4.5 Diseño a cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$\Phi * V_n \geq V_u$$

Donde:

$V_u$  = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_c$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

$V_s$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante

#### ➤ Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

$V_c$  debe calcularse para elementos únicamente sometidos a cortante y flexión, mediante la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$

Donde  $\lambda$  se toma por lo general con valor de 1.

$\lambda = 1,0$  para hormigón normal,

$\lambda = 0,85$  para hormigón liviano con arena de peso normal

$\lambda = 0,75$  para hormigón liviano en todos sus componentes.

➤ **Resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura**

Se permite armadura para cortante consistente en:

- a) Estribos perpendiculares al eje del elemento
- b) Armadura electrosoldada de alambre, con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- c) Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.

Para calcular  $V_s$ , para lo expuesto anteriormente se puede usar la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Donde:

$A_v$ : Es el área de armadura para cortante dentro del espaciamiento  $s$ .

Para la resistencia del acero la Norma NB 1225001 establece que los valores de  $f_y$  y  $f_{yt}$  usados en el diseño de la armadura para cortante deben ser:

$$f_y \text{ y } f_{yt} \leq \begin{cases} 420 \text{ MPa en general} \\ 560 \text{ MPa para armadura electrosoldada de alambre corugado} \end{cases}$$

Otro dato a tomar en cuenta al calcular la armadura de cortante es el espaciamiento, y según la norma el espaciamiento de la armadura de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento debe cumplir:

$$s \leq \begin{cases} d/2 \text{ en elementos de hormigon no pretensado} \\ 0,75 h \text{ en elementos pretensados} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Cuando  $V_s = 0,33\sqrt{f'c} b_w d$ , las separaciones máximas se deben reducir a la mitad.

Debe colocarse un área mínima de armadura para cortante,  $A_v$ , min, en todo elemento de hormigón armado sometido a flexión (pretensado y no pretensado) donde  $V_u$ , exceda el valor de  $0,5 \Phi V_c$ .

Para calcular  $A_v$ , min se puede usar las siguientes expresiones:

$$A_{v,min} \geq \frac{\sqrt{f'c}}{16} * \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} \geq 0,34 * \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Cuando  $V_u$  excede a  $\Phi V_c$ , entonces se debe calcular la armadura que resista el cortante o  $V_s$ :

$$V_s \geq \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

Como otra limitación se tiene:

$$V_s \leq \frac{2\sqrt{f'c}}{3} b_w d$$

De manera resumida:

*Si  $V_u < 0,5 * (\Phi V_c)$  Colocar armadura constructiva*

*Si  $0,5 * (\Phi V_c) < V_u < \Phi V_c$  Colocar armadura minima  $A_v$ . min*

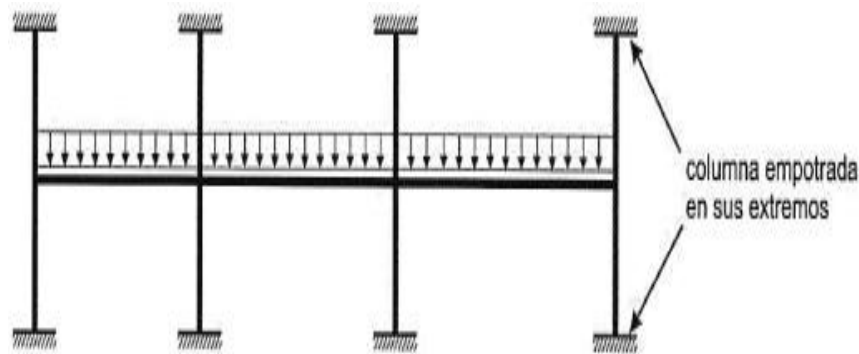
*Si  $V_u > \Phi V_c$  Colocar armadura de refuerzo y no debe der menor que  $A_v$  min*

### 2.5.5 Diseño de columnas

La Norma Boliviana de Hormigón Estructural establece, que las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entre pisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entre piso o cubierta bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

Para calcular los momentos debidos a cargas gravitacionales en columnas construidas monolíticamente con la estructura, se pueden considerar empotrados los extremos lejanos de las columnas.

**Figura 9** Hipótesis para calcular momentos en las columnas debidos a cargas gravitatorias.



*Fuente:* (NB 1225001)

La resistencia a la flexión en cualquier nivel de entre piso o cubierta se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entre piso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro.

#### **2.5.5.1 Dimensionamiento de columnas**

Según la NB1225001-1, la mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser  $b \geq 200$  mm y el diámetro de la armadura principal a utilizar en la columna debe ser  $d_b \geq 12$  mm.

El diámetro de una columna armada con zunchos en espiral debe ser  $D_{col} \geq 300$  mm y el diámetro de las barras o alambres de los zunchos debe ser  $d_b \geq 10$  mm. El diámetro de las armaduras transversales debe ser mayor o igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

#### **2.5.5.2 Límites para las armaduras de elementos comprimidos**

Se toman en cuenta las siguientes consideraciones

##### **a) Elementos comprimidos no compuestos**

El área de la armadura longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos a compresión no compuestos se debe cumplir con:

$$0,006 A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$$

**b) Número mínimo de barras**

4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares

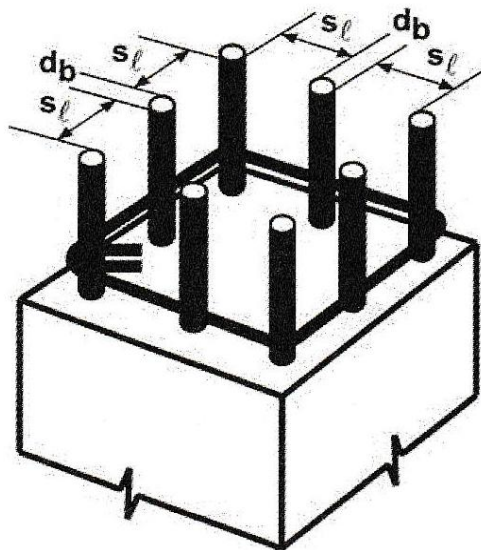
3 para barras dentro de estribos triangulares

6 para barras rodeadas por espirales

**2.5.5.3 Espaciamiento entre barras de refuerzo a tracción**

$$s_{t_{min}} \begin{cases} \geq 1,5 d_b \\ \geq 40mm \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} = 2,53 \text{ cm} \end{cases}$$

**Figura 10** Espaciamiento de barras.



Fuente: (NB 1225001)

#### 2.5.5.4 Diseño a corte

##### ➤ Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

**Tabla 7** Método detallado para calcular  $V_c$ .

---


$$\left( \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h - d}{8}} \right) b_w d \quad (a)$$

Esta ecuación no aplicable si:

$$V_c \leq M_u - N_u \frac{4h - d}{8} \leq 0 \quad (11-6)$$


---


$$0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}} \quad (11-7)$$


---

*Fuente: (NB 1225001)*

##### ➤ Resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura

La armadura necesaria y mínima es calculada de igual manera que en el elemento viga.

Separación mínima

$$St_{\min} \begin{cases} \geq 1,5 * db \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño maximo del agregado grueso.} \end{cases}$$

Separación máxima

$$St_{\max} \begin{cases} \leq 12 * db \\ \leq 36 * db \\ \leq b \text{ dimension del lado menor de la columna} \end{cases}$$

#### 2.5.5.5 Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos

Se permite ignorar los efectos de la esbeltez en los siguientes casos:

a) Para elementos en compresión desplazables, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

b) En estructuras indesplazables, puede ignorar efectos de esbeltez en elementos si:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 + 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

El término  $M_1/M_2$  es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

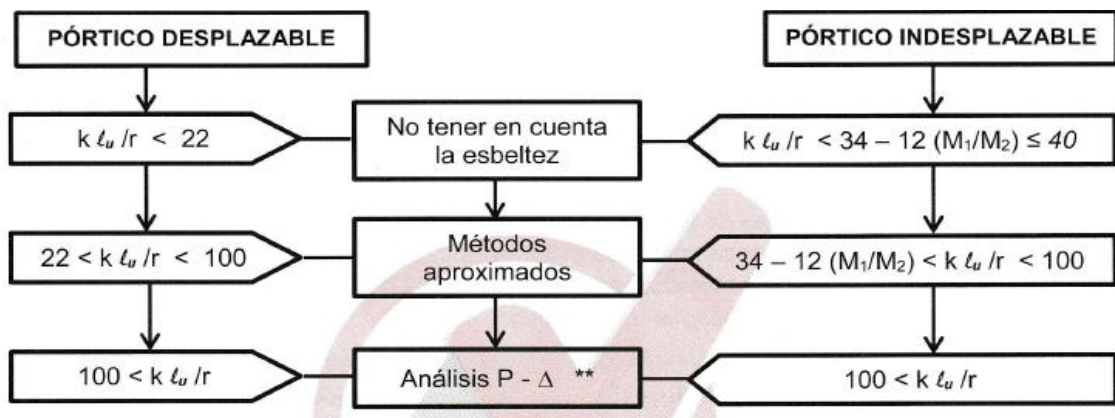
Para calcular las fuerzas y momentos en la estructura, se debe usar el Análisis no lineal de segundo orden cuando la relación de esbeltez es:

$$\frac{k l_u}{r} > 100$$

En estas expresiones, el radio de giro puede calcularse con la siguiente expresión:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

**Figura 11** Esquema para la consideración de la esbeltez de columnas según se trate de pórticos desplazables o indesplazables.

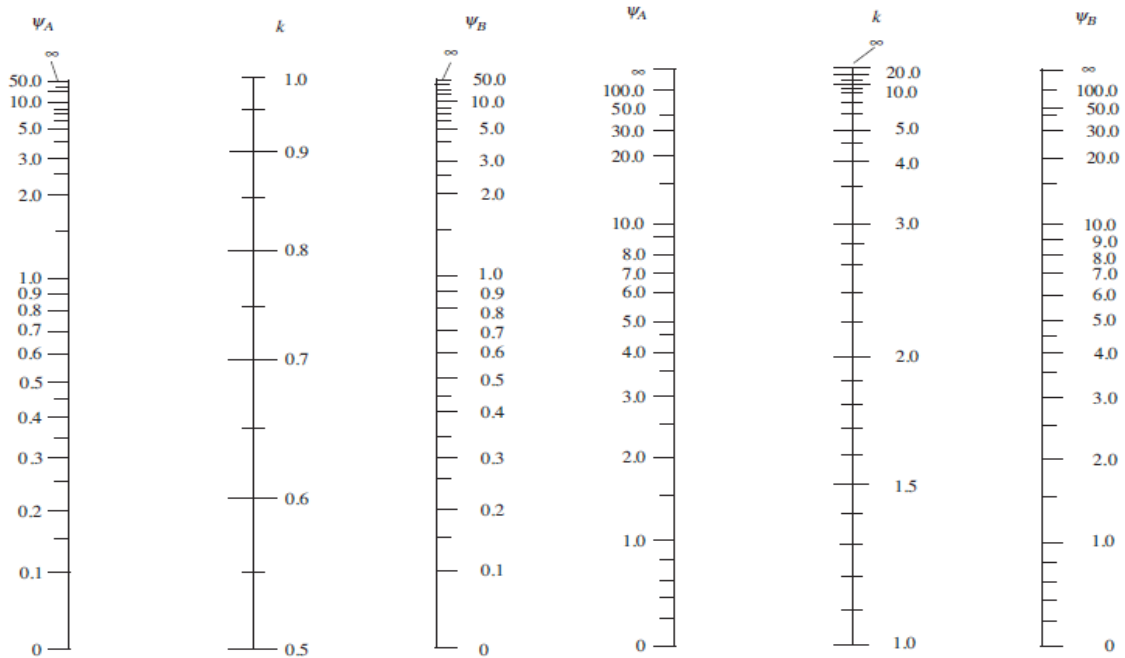


Fuente: (NB 1225001)

### 2.5.5.6 Determinación de los factores k con nomogramas

Antes del análisis con computadora, el uso de los nomogramas fue el método tradicional para determinar longitudes efectivas de columnas.

**Figura 12** Factores de longitud efectiva



Fuente: (brown, 2017)

Donde se analiza el valor  $\psi$  en cada extremo de la columna:

$$\psi = \frac{\sum(EI/l) \text{ de los miembros a compresión (columnas)}}{\sum(EI/l) \text{ de los miembros a flexión (vigas)}}$$

### 2.5.5.7 Procedimiento de magnificación de momentos

Las columnas y pisos en una estructura deben ser diseñados como parte de estructuras desplazables (no arriostradas) o indesplazables lateralmente (arriostradas).

Se permite suponer como indesplazable a un entrepiso en la estructura si:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_s} \leq 0,05$$

Donde:

$\sum P_u$  = La carga vertical total, mayorada.

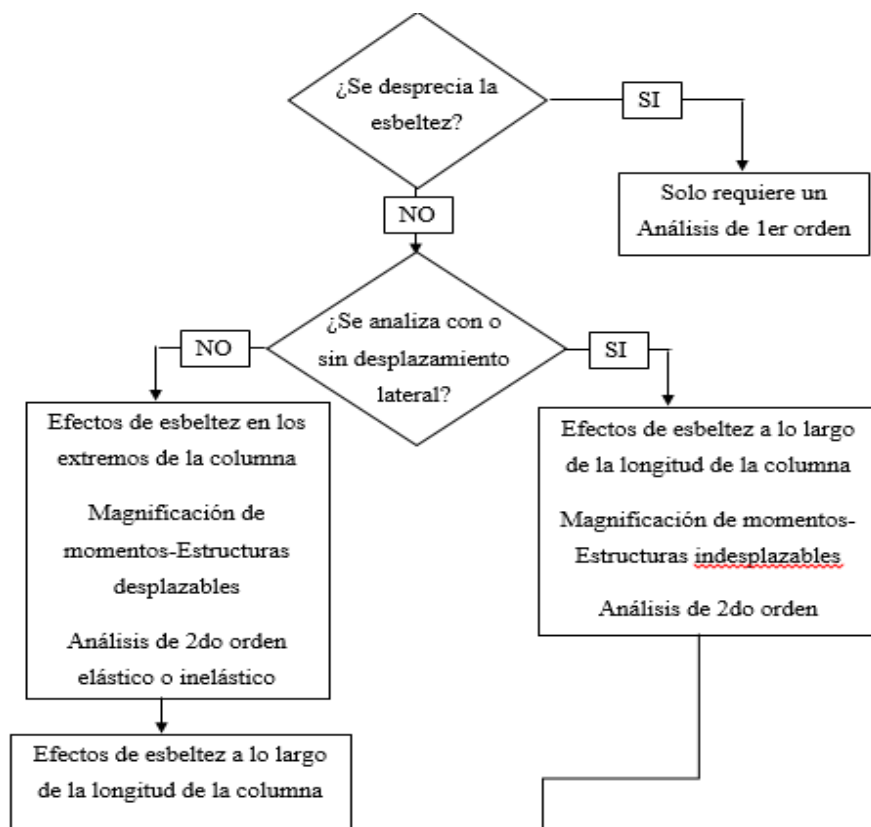
$V_{us}$  = El cortante horizontal mayorado en el piso bajo consideración es el desplazamiento lateral relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a  $V_{us}$ .mm.

$l_c$  = longitud del elemento comprimido en un pórtico, medida entre los ejes de los nudos del pórtico, en mm.

#### 2.5.5.8 Resumen de diseño

Una vez obtenido el momento y carga axial para el diseño, se procede a calcular la armadura. Para el sacar la armadura se requiere de diagramas de interacción.

**Figura 13** Diagrama de flujo para el diseño de columnas.



*Fuente:* (Norma ACI318S, 2014)

#### **2.5.5.9 Diagrama de Interacción para columnas de hormigón armado**

Un diagrama de interacción de resistencia es un gráfico que define la resistencia utilizable para distintas combinaciones de carga axial y momento de falla. Para cualquier excentricidad, existe un solo par de valores de  $\phi P_n$  y  $\phi M_n$  que produzcan un estado inminente de falla. En este diagrama, representa una excentricidad en particular

$P_n$  está dado de la siguiente manera

$$P_0 = (0,85 * f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

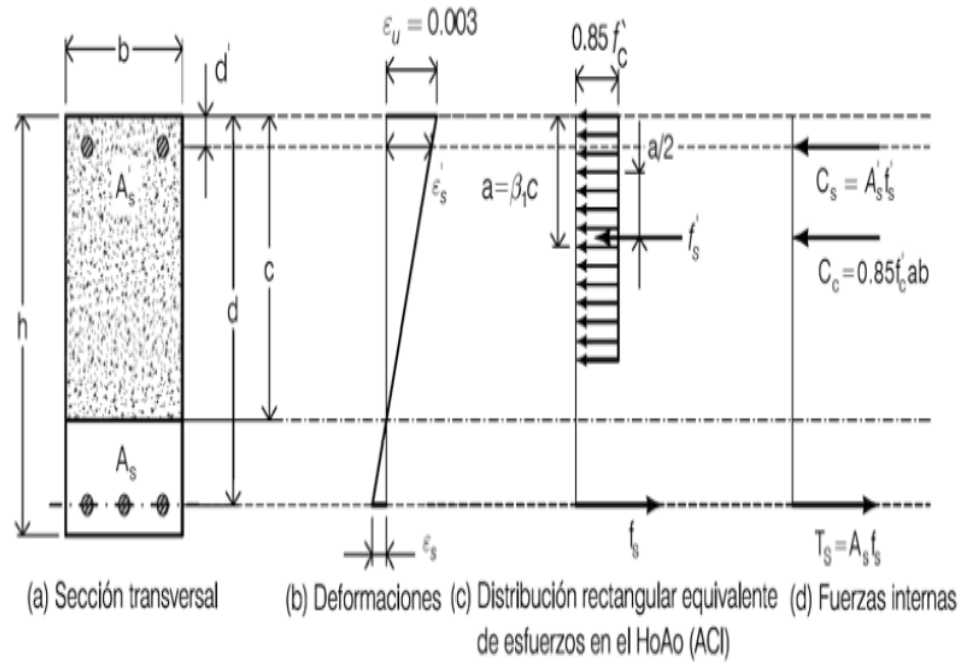
$$P_{n_{max}} = 0,80 * (0,85 * f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

$$\phi P_{n_{max}} = 0,80 * (0,85 * f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

Los puntos que en su defecto son la resistencia nominal para combinaciones de flexión y carga axial tienen que cumplir:

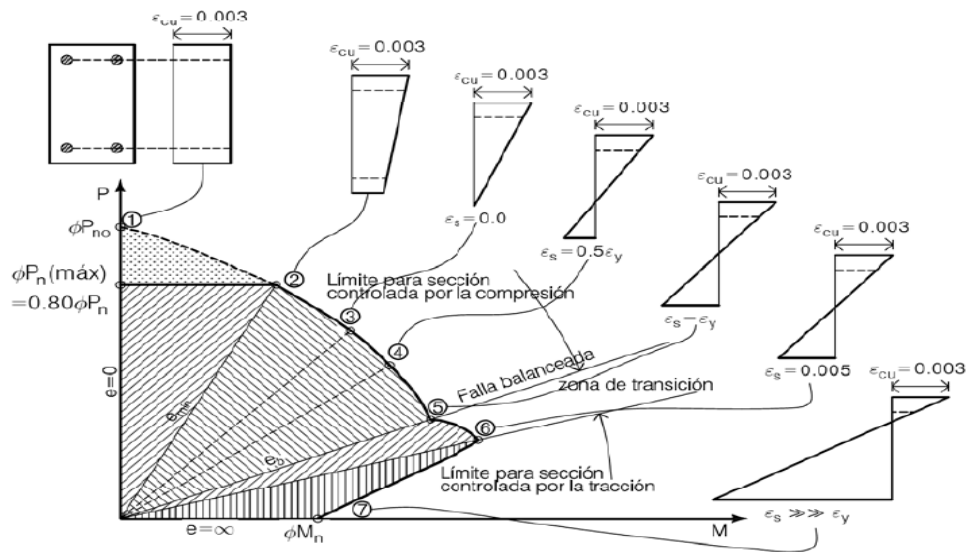
1. Equilibrio estático.
2. Compatibilidad de deformaciones.

**Figura 14** Factores de longitud efectiva



Fuente:(UMSS, 2022)

**Figura 15** Distribución de deformaciones correspondientes a los puntos del diagrama de interacción.



Fuente: (UMSS, 2022)

1. Compresión axial pura (no existe momentos flectores).
2. Maxima compresión axial (excentricidad mínima).
3. Esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara de traccion .Este punto corresponde al aplastamiento en una cara y traccion cero en la otra cara.
4. Esfuerzo en el refuerzo cercano a la cara de traccion.
5. Punto balanceado; esfuerzos en el refuerzo cercano a la cara de traccion. Este punto representa la falla balanceada en la cual se desarrollan simultaneamente el aplastamiento en el hormigon y la fluencia en el acero a traccion.
6. Punto de control de traccion.
7. Flexion pura (no existe momentos flectores).

## **2.6 Estructuras complementarias**

### **2.6.1 Escaleras**

Se define una escalera como la estructura constituida por una sucesión de escalones para subir o bajar de un piso a otro en un edificio.

#### **2.6.1.1 Proceso de cálculo**

Según R. Morales se puede seguir el siguiente procedimiento:

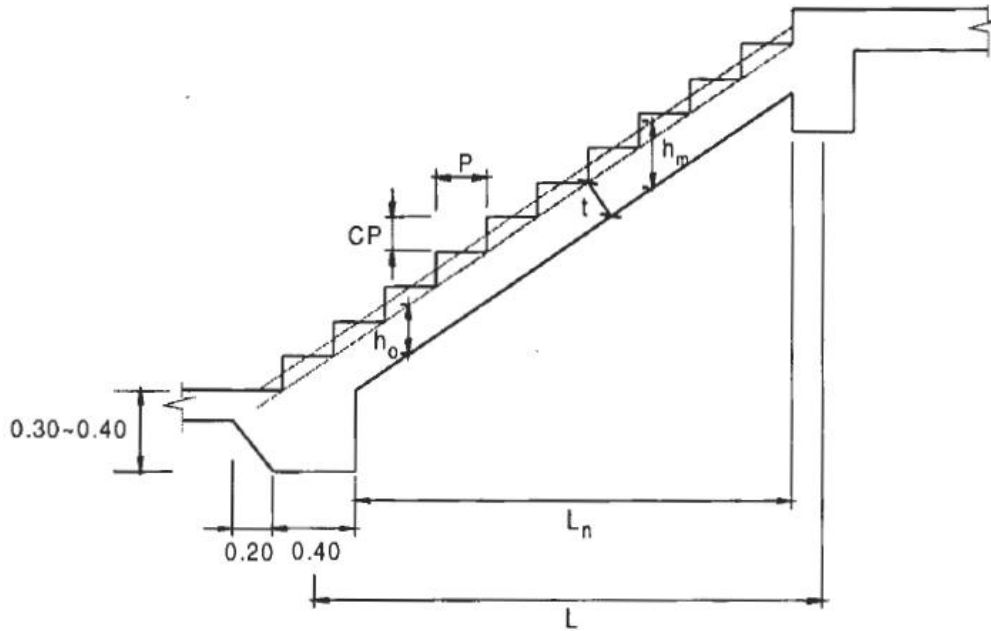
Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{DISEÑO} = \alpha * M_{U\ máx}$$

Donde  $\alpha$  puede tomar los valores de 0,8 a 1,0.

#### **➤ Espesor de la losa**

**Figura 16** Escalera y sus elementos.



*Fuente:* (Morales, 2012)

Para calcular el espesor de la losa de la escalera se pueden usar las siguientes expresiones:

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$h_m = h_0 + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2}$$

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{CP}{P}\right)$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

L<sub>n</sub> = Longitud horizontal de la escalera

$h$  = Proyección vertical de  $t$

$h_m$  = Altura media

$P$  = Paso

$CP$  = Contrapaso

### ➤ **Carga ultima**

Se deberá tomar en cuenta las siguientes cargas, para hallar la carga ultima que actúa en la escalera:

$$q_u = pp + Acab + s/c$$

Donde:

$pp$  = Carga por peso propio

$Acab$  = Carga por acabados

$s/c$  = Sobrecarga de uso

Obtenida la carga se puede calcular la escalera como una viga sometida a flexión.

### ➤ **Canto útil**

Se puede usar la siguiente expresión:

$$d = t - \left( r - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

Donde:

$t$  = Espesor de la losa de la escalera

$r$  = Recubrimiento mínimo

$\emptyset$  = Diámetro de la armadura

### ➤ **Cálculo de la armadura positiva**

Para calcular la armadura necesaria para resistir la flexión, se puede usar el diagrama de distribución rectangular equivalente de tensiones, del cual por equilibrio se puede sacar las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{Mu}{\Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

Realizando iteraciones con dichas expresiones se podrá hallar la armadura requerida.

➤ **Refuerzo de momento negativo**

$$(-)A_s = \frac{(+ )A_s}{2}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} \leq (-)A_s$$

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0,0015 * b * t$$

## 2.7 Fundaciones

Según J. C. McCormac y R. H. Brown, las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. No sólo es deseable transferir las cargas de la superestructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o dispares y rotaciones, sino que también es necesario proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y volteo.

### 2.7.1 Presiones permisibles del suelo

Las presiones permisibles o admisibles del suelo deben obtenerse con el trabajo de un especialista en geotecnia. Para obtener estos valores para el diseño de la cimentación se deben realizar sondeos y pruebas de carga. Para poder determinar el área requerida

para la cimentación, se puede dividir la última presión presente en el suelo entre la última carga que recibe la columna.

### **2.7.2 Zapata cuadrada o rectangular aislada**

Una de las opciones más usadas para zapatas son las que tienen un espesor de losa constante, sin embargo J. C. McCorman expone que, si este espesor llega a ser más de 3 o 4 pies, se puede optar por usar zapatas escalonadas por el hecho de que las fuerzas cortantes y momentos generan mayores esfuerzos cerca de la columna. Otra opción para esto son las zapatas con declive, no obstante, este tipo de zapata genera mayor dificultad en la parte constructiva, ya que el costo de la mano de obra resulta ser mayor. Además, deben hacerse verificaciones de esfuerzos en más de una sección de la zapata al usar zapatas escalonadas o con declive.

### **Geometría**

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través del cabezal, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes.

### **Distribución de las armaduras**

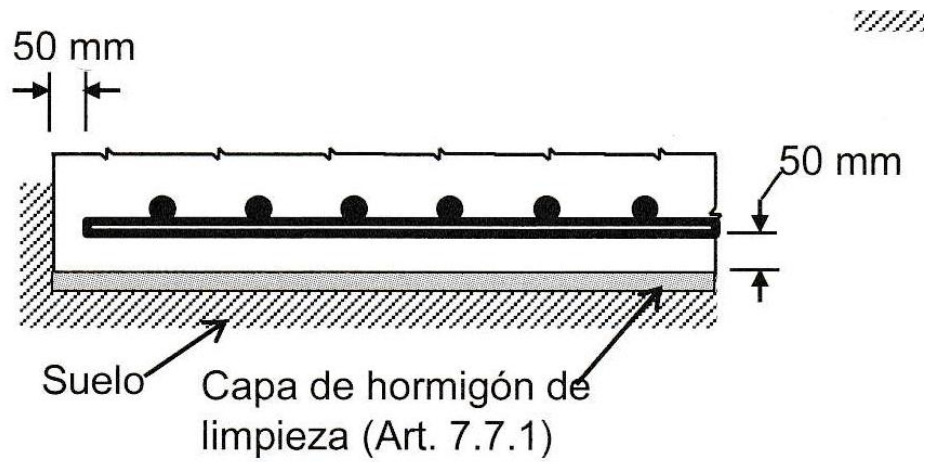
En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

### **Altura mínima de las zapatas y cabezales**

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de cabezales de pilotes.

### **Hormigón de limpieza y recubrimiento**

**Figura 17** Hormigón de limpieza y recubrimiento.



*Fuente:* NB 1225002

### Cálculo del área requerida

Para ello se emplea

$$A = \frac{P}{q_{adm.}}$$

$$B = \sqrt{A}$$

Cálculo de excentricidades

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{B}{6}$$

Cálculo de la capacidad del suelo

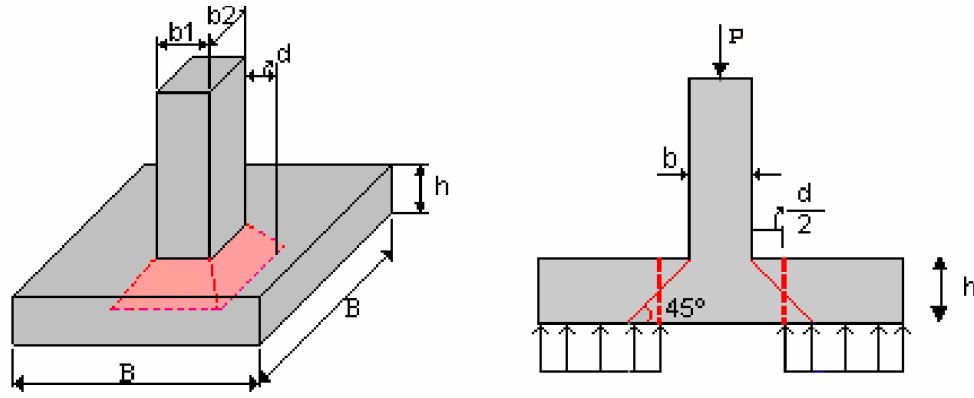
$$q_{suelo} = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

Cortante por punzonamiento

Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta a la carga vertical que le transfiere la columna o pedestal.

$$V_{up} = P_u - \frac{q_1 + q_4}{2} * [(b_c + d) * (l_c + d)]$$

**Figura 18** Cortante bidireccional en zapata que soporta columna.



Fuente: (Luis, 2004)

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * b_o * d \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) * b_o * d \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{3} * b_o * d \end{cases} \quad \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ columna esquina} \end{cases}$$

$\beta$  = Relación del lado largo al lado corto de la columna, carga concentrada, o área de reacción.

Cálculo del esfuerzo a corte critico

$$q_{ud} = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{L} * \left[ \frac{(L - b_1)}{2} - d \right]$$

Cálculo del esfuerzo cortante

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L * d}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

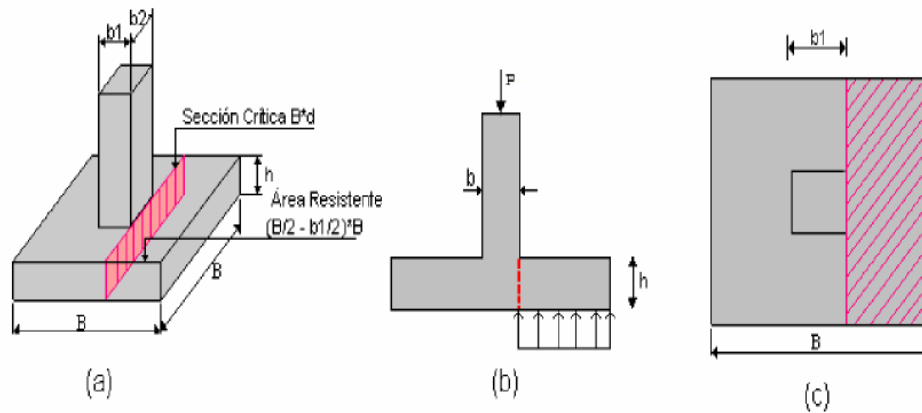
$$U_{up} \leq \frac{\phi * \sqrt{f'_c}}{6}$$

### Diseño a flexión sección crítica

La sección crítica en la cual se calcula el momento mayorado máximo se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, justo en la cara de la columna, pedestal o muro si estos son de concreto

$$M_u = \left[ \left( \frac{q_{u \max} - q_{uf}}{2} \right) * \left( \frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} \frac{L_v^2}{2} \right] * B$$

**Figura 19** Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna



*Fuente:* (Luis, 2004)

### Cuantías mínimas

De acuerdo de la NB1225001 15.10.4 para el caso de zapatas aisladas y combinadas las cuantías y las separaciones deberán ser como mínimo las que se especifican en vigas.

$$A_{s.min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d$$

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

### **2.8.1 Especificaciones técnicas**

Es el documento que define la calidad de una obra, donde se coloca las indicaciones necesarias para ejecutar cada parte de la obra.

Para garantizar la calidad de la obra es que en el pliego de especificaciones debe estar indicado la calidad de los materiales que han de emplearse y los ensayos requeridos para verificar su funcionalidad y calidad, el procedimiento a seguir para cada parte de la obra, precauciones a tomar en cuenta en la construcción entre otras.

Por lo general para cada ítem de la obra, se cubre los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo
- Procedimiento de la ejecución
- Medición y forma de pago

### **2.8.2 Precios unitarios**

En la construcción al realizar el presupuesto de obra lo más eficaz es calcular el precio por unidad de una actividad, en este caso pudiendo ser metro cuadrado, metro cubico, pieza, global, punto de instalación, dependiendo del tipo de actividad.

De esta manera se puede conocer el costo de materiales empleados, el costo de la mano de obra y costo del equipo para una unidad de la actividad determinada.

Además, en este precio unitario se debe incluir el costo por beneficios sociales, costo por herramientas menores, gastos generales de la empresa ejecutora e impuestos que en Bolivia son el Impuesto al Valor Agregado (IVA) de 13% y el Impuesto a las Transacciones (IT) del 3%.

De esta manera se puede saber el precio total tomando todo esto en cuenta por una unidad, dando facilidad para calcular el costo total para completar dicha actividad o ítem de la obra.

### **2.8.3 Cálculos métricos**

Los cálculos métricos son las mediciones de longitud, superficies y volúmenes de todas las partes de la obra, para lo que se requiere un conocimiento de fórmulas geométricas y su correcta aplicación.

Estos cálculos métricos deben ser realizados con el mayor cuidado posible, ya que los mismos pueden acarrear problemas al calcular el precio de la obra.

Es recomendable que el cálculo métrico sea detallado para que sea simple su revisión, y se pueda realizar una modificación o corrección de ser necesario, además es necesario una constancia de las operaciones realizadas y que las mismas sean ordenadas en un orden simple, basándose en los planos del proyecto.

### **2.8.4 Presupuesto**

Se define como el costo total estimado que pueda tener una edificación al ejecutarse completamente, su exactitud dependerá del tipo de obra y las actividades que se realizan para ejecutar la misma, ya que algunas actividades estarán condicionadas a diversos factores.

### **2.8.5 Planteamiento y cronograma de obra**

Todo proyecto requiere que se realicen actividades en un cierto orden, dichas actividades estarán relacionadas ya que en algunos casos una actividad requiere que otro acabe para comenzar.

Para lograr una obra con la mayor calidad posible, con un costo adecuado y en un tiempo aceptable se debe programar las actividades de la obra de la mejor manera posible y elaborar un plan para la realización del proyecto.

Además, se debe contar con un cronograma, que pueda servir de guía para ejecutar la obra completamente sin retrasos y en el tiempo requerido.

# CAPÍTULO III

### 3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

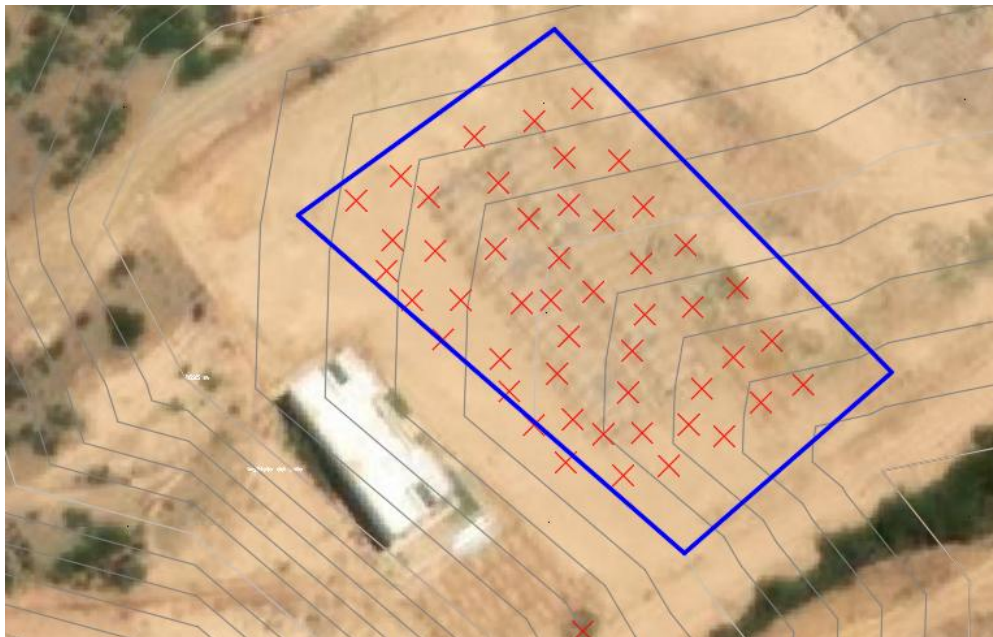
En este capítulo se diseñará los elementos que componen la estructura.

#### 3.1 Análisis del levantamiento topográfico.

El área total del terreno donde se emplazará el proyecto es de 2.800,00 m<sup>2</sup> de los cuales de acuerdo a los planos arquitectónicos 661.90,00 m<sup>2</sup> tendrán construcción. El terreno no presenta desniveles considerables, siendo el mayor de 5 cm, lo cual no implica un obstáculo o gasto extra en el desarrollo del proyecto.

En el ANEXO 1 se presenta el informe del trabajo de campo y gabinete del levantamiento topográfico.

**Figura 20** Levantamiento topográfico



*Fuente: Elaboración propia*

#### 3.2 Análisis del estudio de suelos.

Para el estudio de suelos del proyecto primeramente se realizó una inspección previa del lugar y en base a los planos arquitectónicos.

Para el estudio de suelo se realizó el análisis de tres puntos en el área donde se emplazará el proyecto.

Con la ubicación de los pozos definidas, para el desarrollo del estudio de suelos los dos pozos fueron excavados a cielo abierto a una profundidad de 1,2 y 3 metros. En cada pozo se realizó los ensayos de: Inspección y reconocimiento en campo, muestreo, Granulometría, Límites de Atterberg, clasificación de suelos y el Ensayo de Penetración Estándar.

**Tabla 8** Resumen de estudio de suelos.

| Coordenadas: |              |               |                       |                                   |                                                          |
|--------------|--------------|---------------|-----------------------|-----------------------------------|----------------------------------------------------------|
| Fosa         | Profundidad. | Tipo de suelo | Ang. de fricción int. | Tensión adm (kg/cm <sup>2</sup> ) | Tipo de suelo                                            |
| 1            | 1,00         | CL            | -                     | 1.5                               | Arcilla de baja plasticidad, arcillas arenosas o limosas |
|              |              | A-6(10)       |                       |                                   |                                                          |
|              | 2,00         | CL            | -                     | 1.5                               | Arcilla de baja plasticidad, arcillas arenosas o limosas |
|              |              | A-6(10)       |                       |                                   |                                                          |
| 2            | 1,00         | CL            | -                     | 1.5                               | Arcilla de baja plasticidad, arcillas arenosas o limosas |
|              |              | A-6(10)       |                       |                                   |                                                          |
|              | 2,00         | CL            | -                     | 1.5                               | Arcilla de baja plasticidad, arcillas arenosas o limosas |
|              |              | A-6(10)       |                       |                                   |                                                          |

Adoptando como resistencia admisible para el diseño del proyecto: 150 (KN/m2).

El análisis se realizó y se encuentra en ANEXO 2

### 3.3 Análisis de la arquitectura del proyecto.

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas de diseño arquitectónicos de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia; en forma conjunta el personal técnico del Gobierno autónomo municipal

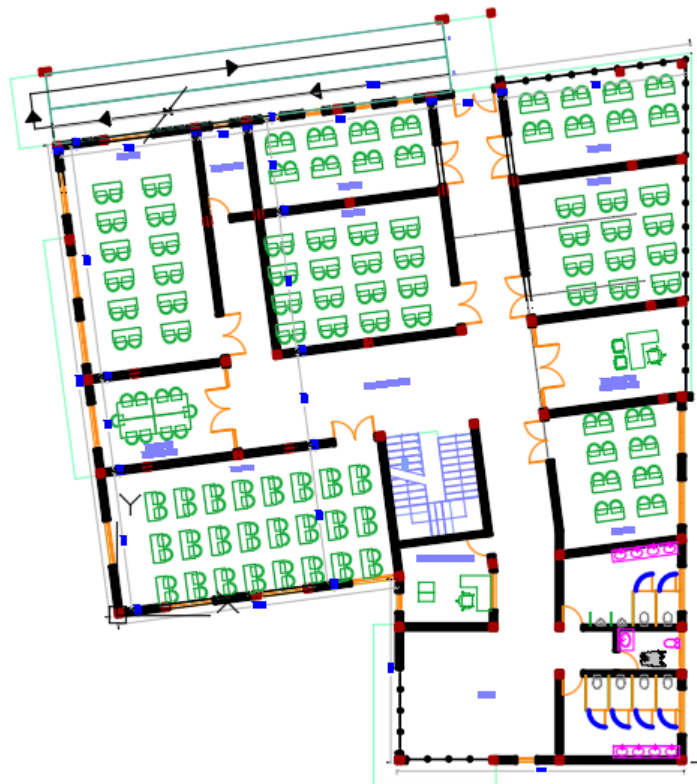
de Uriondo con la sociedad se determinó la alternativa más acorde y funcional, que se procedió a aprobar.

El instituto técnico Uriondo, es una estructura que está diseñada con los siguientes elementos estructurales.

- Pórticos de hormigón armado (vigas, columnas)
- Losa alivianada
- Rampa de acceso
- Escalera
- Zapatas aisladas

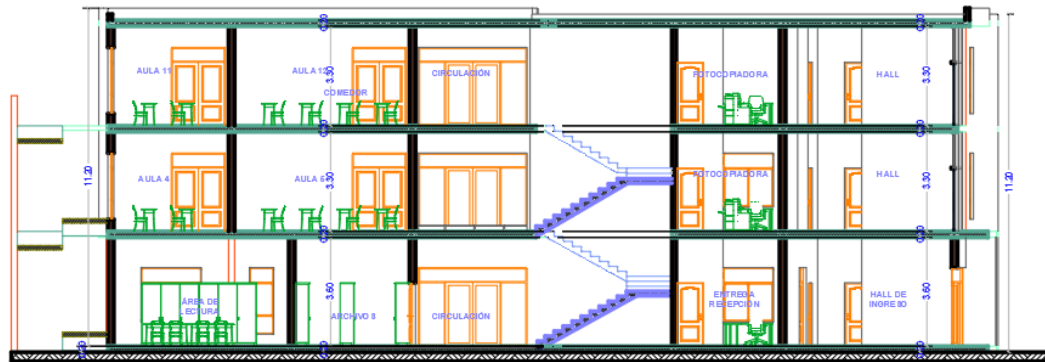
Los planos de diseño arquitectónico se tienen en el ANEXO 10

**Figura 21** Plano arquitectónico vista en planta



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura 22** Plano arquitectónico vista en corte.



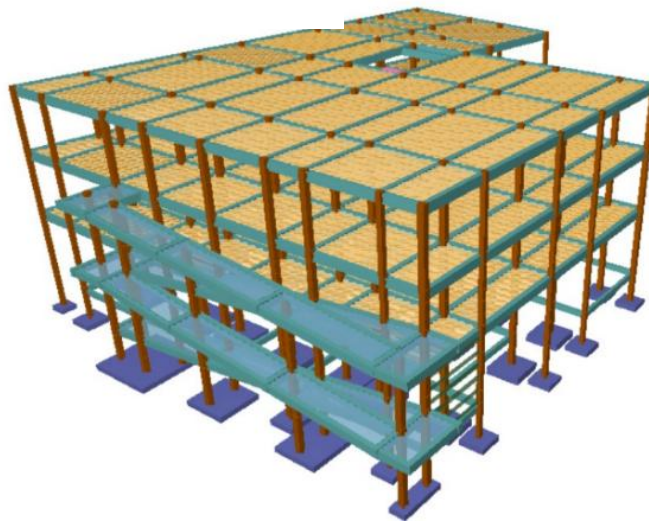
*Fuente: Elaboración propia*

### 3.4 Planteo estructural.

El planteo estructural es la disposición y ubicación de los distintos elementos estructurales que serán dispuesto en función del plano arquitectónico, tomando en cuenta, según el criterio del ingeniero a la luz a cubrir, aberturas de puertas y ventanas, tipo de cubierta que soportara, tipo de fundación.

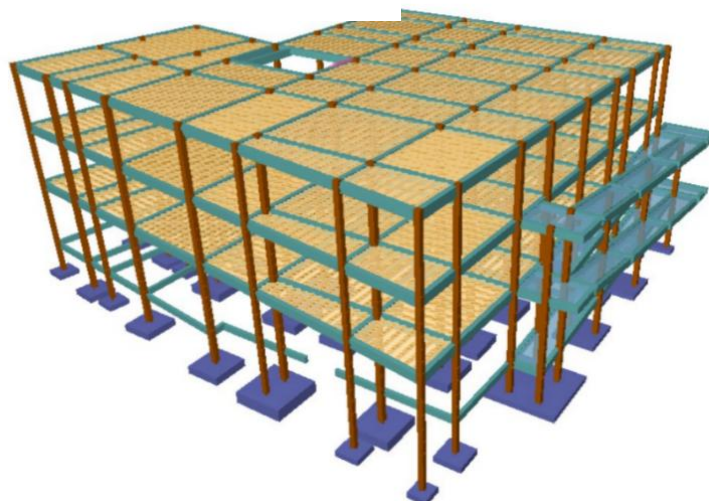
Una vez obtenida la topografía el estudio de suelos y el diseño estructural se procederá a realizar el planteo estructural.

**Figura 23** Modelación estructural 1



*Fuente: (Cypecad)*

**Figura 24** Modelación estructural 1



*Fuente:* (Cypecad)

**Tabla 9** Materiales y normas utilizadas para la estructura de hormigón armado

|                                                  |              |
|--------------------------------------------------|--------------|
| Norma a utilizar                                 | NB 1225001-1 |
| Resistencia característica $H^{\circ} A^{\circ}$ | 25 Mpa       |
| Resistencia de fluencia del acero refuerzo       | 500 Mpa      |

*Fuente:* Elaboración propia

### 3.4.1 Estructura de Sustentación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos de hormigón armado los cuales están sometidos a cargas gravitacionales o de peso propio, cargas muertas y cargas vivas.

Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada, rectangular o circular, las vigas de arriostramiento (sobre cimientos y encadenado) de sección rectangular y losas

### 3.4.2 Análisis de cargas

#### Cargas Muertas

Cargas que tienen variaciones pequeñas (despreciables en relación a su valor medio) e infrecuentes con tiempos de aplicación prolongados o de forma permanente

El análisis de cargas permanentes se desarrolló en el ANEXO 3B

### Carga Viva

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar de magnitud y posición. Éstas incluyen cargas de ocupantes, cargas de materiales en bodegas, cargas de materiales de construcción, cargas de grúas viajeras, cargas de equipo en operación y muchas otras. Por lo general, son cargas inducidas por la gravedad.

Para las cargas vivas nos basamos en NB1225002 ver el ANEXO 3A

A continuación, se presenta una tabla resumen de las cargas actuantes en la estructura:

**Tabla 10** Sobrecarga de uso según la NB 1225002

| UBICACIÓN           | CARGA $\frac{KN}{m^2}$ |
|---------------------|------------------------|
| Escalera            | 5                      |
| Pasillo planta alta | 4                      |
| Baños               | 3                      |
| Aulas               | 3                      |
| Rampa               | 5                      |

*Fuente: Elaboración propia*

#### 3.4.3 Carga del tanque de agua

Para el diseño del tanque de almacenamiento diseño estructural de Ampliación del Instituto Tecnológico Uriondo Provincia Avilés se tomó una capacidad de 180 alumnos según los planos arquitectónico y distribución de aulas.

Según el reglamento nacional de instalaciones sanitarias domiciliarias, la dotación para, centros educativos, escuelas, colegios, universidades y otros similares, con alumnado externo es de 50 L/alumno x día.

Entonces:

Dotación=180 alumnos x (50 L)/(alumnos x día) =9.000,00 (L.)/día

Esta dotación tiene que estar distribuida en 1/3 en el tanque elevado y el restante en un tanque enterrado.

Por lo tanto, capacidad del tanque elevado  $9.000,00 \text{ L/día} \times 1/3 = 3.000,00 \text{ L/día}$

Se usará un tanque de poliestireno de 3.000,00 L, que tiene un diámetro de 1.500,00 mm.

Por lo tanto, la estructura de apoyo del tanque deberá de ser al menos de 4,95x3,40m. para poder tener un espacio de apoyo para poder realizar el mantenimiento del tanque.

$\gamma_{\text{agua}} = 10 \text{ KN/m}^3$

$3.000,00 \text{ L} = 3,00 \text{ m}^3$

Peso del tanque agua =  $10 \text{ KN/m}^3 \times 3 \text{ m}^3 = 30 \text{ KN}$

Área de la losa =  $4,95 \times 3,40 = 16,83 \text{ m}^2$

Peso distribuido sobre la losa =  $(30 \text{ KN}) / (16,83 \text{ m}^2) = 1,78 \text{ KN/m}^2$

Carga de mantenimiento =  $0,1 \text{ KN/m}^2$

#### **3.4.4 Diseño de Junta de Dilatación**

Se denomina junta de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado o los asentos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentos, normalmente, solo se tiene en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante calculo.

En principio, las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros o de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elemento rigurosamente estables.

Las juntas de dilatación, deberán asegurar la estanquidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura.

Dado que este proyecto no tiene una dimensión mayor a 25 a 40 m tanto en el eje X y Y del replanteo no se requiere la consideración para colocar juntas de dilatación. (especificar reglamento)

### 3.5 Diseño de los elementos estructurales

#### 3.5.1 Resultados del diseño de vigas

##### 3.5.1.1 Diseño a flexión

Redimensionamiento:

##### 3.5.1.2 Vigas

El pre dimensionamiento de una viga es el dar secciones aproximadas a las mismas

En función de las condiciones de su apoyo, para nuestro caso tomaremos la viga más desfavorable que tiene un extremo continuo

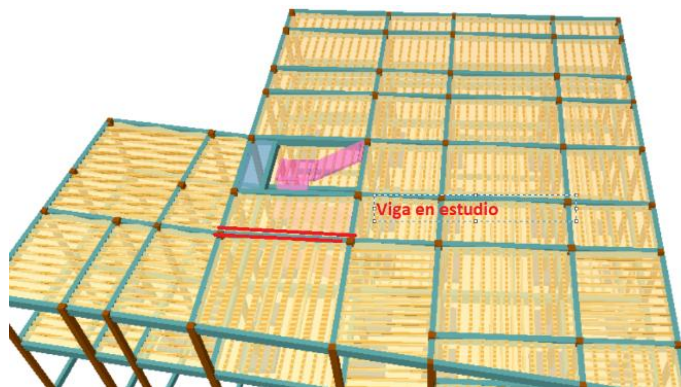
$$L_v = 5,70 \text{ m} \quad h_v = \frac{5.700,00}{16} = 356,25 \text{ mm}$$

En este proyecto se está trabajando con una fluencia del acero de 500 MPa, se tiene que corregir multiplicando por  $\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$

$$h_v = 356,25 * \left(0,4 + \frac{500}{700}\right) = 431,78 \text{ mm} = 500 \text{ mm}$$

Se adoptará una altura de viga de 0,50 m por tema constructivo

**Figura 25** Visualización de la viga en estudio



Fuente: (Cypecad)

## DATOS

### a) Materiales:

| Propiedades de los materiales de la viga en estudio |        |       |
|-----------------------------------------------------|--------|-------|
| Resistencia del hormigón                            | 25,00  | Mpa   |
| Resistencia del Acero                               | 500,00 | MPa   |
| Peso específico del hormigón                        | 24,00  | KN/m3 |
| $\beta$                                             | 0,85   |       |

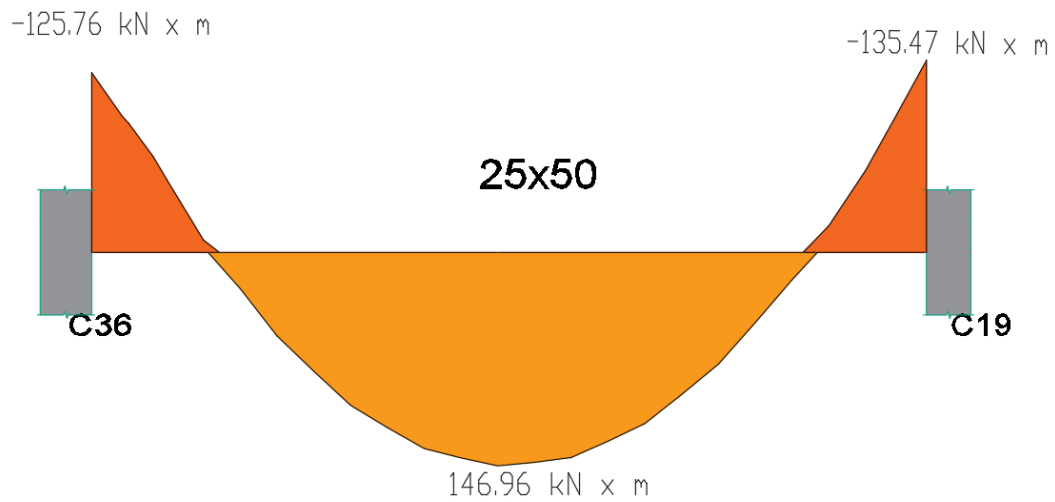
### b) Dimensiones

| Propiedades geométricas de la viga en estudio |       |   |
|-----------------------------------------------|-------|---|
| Longitud                                      | 5,70  | M |
| Base                                          | 0,25  | M |
| Altura                                        | 0,50  | M |
| Recubrimiento geométrico                      | 0,02  | M |
| Recubrimiento mecánico                        | 0,038 | M |
| Peralte efectivo                              | 0,462 | M |

### c) Solicitaciones:

**Diseño para momento positivo máximo:**

**Figura 26** Diagrama de momentos de esfuerzo a flexión



*Fuente: Elaboración propia*

$$M_d^{(+)} = 146,96 \text{ KN-m}$$

$$M_d^{(-)} \text{ C19} = 135,47 \text{ KN-m}$$

$$M_d^{(-)} \text{ C36} = 125,76 \text{ KN-m}$$

#### ❖ Verificación de la falla dúctil

Se debe calcular la cuantía balanceada

$$\rho_{bal.} = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \right)$$

$$\rho_{bal.} = 0,85 * 0,85 * \frac{25}{500} * \left( \frac{0,003}{0,003 + \frac{500}{200000}} \right) = 0,0197$$

#### ❖ Cálculo de la cuantía máxima

$$\rho_{max.} = 0,75 * \rho_{balanceada}$$

$$\rho_{max.} = 0,75 * 0,0197 = 0,015$$

Al reducir en un 25% la cuantía balanceada se garantiza la falla dúctil, entonces el acero máximo será

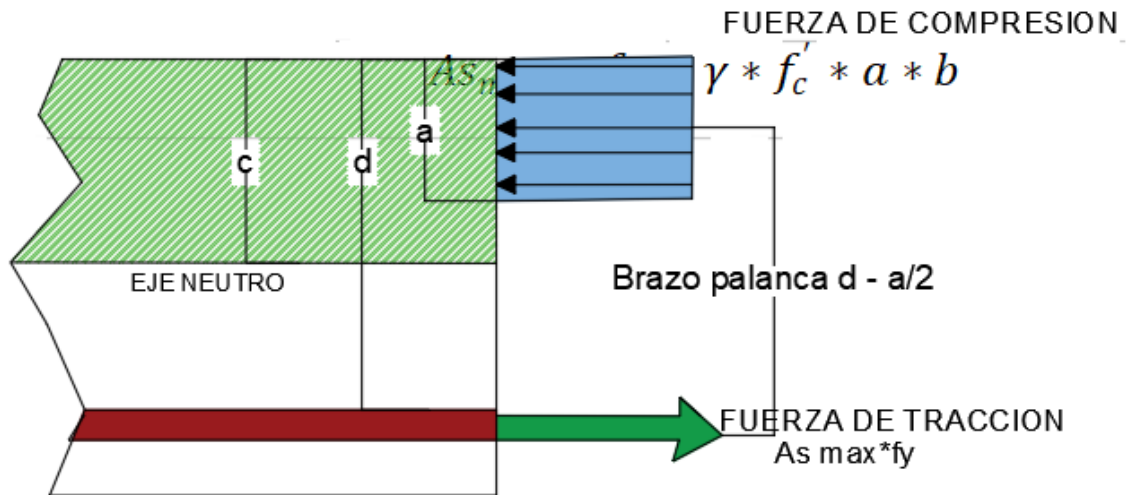
$$As_{max} = 0,75 * \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \right) * b * d$$

$$As_{max} = \rho_{max.} * b * d$$

$$As_{max} = 0,015 * 250 * 466 = 1.721,68 mm^2$$

- ❖ **Cálculo del momento máximo que el acero va soportar con  $As$  máximo, para ello se deberá recurrir a las ecuaciones de la estática.**

**Figura 27** Diagrama de fuerzas en el bloque de hormigon



*Fuente: Elaboración propia*

Se realiza sumatoria de fuerzas respecto en dirección "X"

$$\sum F_x = 0$$

$$TRACCION = COMPRESION$$

$$As_{max} * f_y = \gamma * f'_c * a * b$$

$$a = \frac{As_{max} * f_y}{\gamma * f'_c * b}$$

$$a = \frac{1.721,68 * 500}{0,85 * 25 * 250} = 162,04 \text{ mm}$$

Suma de momento respecto al centro del bloque de compresión

$$\sum M_{max} = 0$$

$$M_{max} = As_{max} * f_y * (d - a/2)$$

$$M_{max} = As_{max} * f_y * \left( d - \frac{As_{max} * f_y}{2 * \gamma * f'_c * b} \right)$$

$$M_{max} = 17,22 * \frac{500}{1000} * \left( 46,60 - \frac{16,20}{2} \right) = 331,41 \text{ kn} * m$$

Para asegurar que la falla dúctil y las secciones asumidas sean las indicadas se debe verificar que los momentos actuantes en la viga deben ser menor a  $\phi * M_{max}$ .

Una vez se haya verificado que los momentos últimos en la viga sean menores que el momento máximo de la falla dúctil se procede a sacar la cuantía de acero para los momentos de la viga,

$$M_{ultimo} = \phi * As * f_y * \left( d - \frac{As * f_y}{2 * \gamma * f'_c * b} \right)$$

$$M_{ultimo} = 0,9 * 331,41 = 298,27 \text{ kn} * m$$

Al desarrollar la ecuación anterior se tiene:

$$M_d^{(+)} = 146,96 \text{ KN-m}$$

$$M_{ultimo} - \phi * As * f_y * d + \frac{\phi * As^2 * f_y^2}{2 * \gamma * f'_c * b} = 0$$

Es una ecuación de 2do grado y se debe resolver como tal

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

$$A = \frac{\phi * f_y^2}{2 * \gamma * f_c' * b} \quad B = -\phi * f_y * d \quad C = M_{ultimo} \quad X = \text{Area de acero } A_s$$

$$A_s = \frac{\phi * f_y * d - \sqrt{(-\phi * f_y * d)^2 - 4 * \left( \frac{\phi * f_y^2}{2 * \gamma * f_c' * b} \right) * M_{ultimo}}}{2 * \left( \frac{\phi * f_y^2}{2 * \gamma * f_c' * b} \right)}$$

$$A_s = \frac{0,9 * 500 * 0,466 - \sqrt{(-0,9 * 500 * 0,466)^2 - 4 * \left( \frac{0,9 * 500^2}{2 * 0,85 * 25 * 0,25} \right) * 146,96 \times 10^6}}{2 * \left( \frac{0,9 * 500^2}{2 * 0,85 * 25 * 0,25} \right)}$$

$$A_s = \mathbf{758,98 \text{ mm}^2 \text{ disponer } 4\phi 16}$$

$$\mathbf{Md^{(c)} C19 = 135,47 \text{ KN-m}}$$

$$M_{ultimo} - \phi * A_s * f_y * d + \frac{\phi * A_s^2 * f_y^2}{2 * \gamma * f_c' * b} = 0$$

Es una ecuación de 2do grado y se debe resolver como tal

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

$$A = \frac{\phi * f_y^2}{2 * \gamma * f_c' * b} \quad B = -\phi * f_y * d \quad C = M_{ultimo} \quad X = \text{Area de acero } A_s$$

$$A_s = \frac{\phi * f_y * d - \sqrt{(-\phi * f_y * d)^2 - 4 * \left( \frac{\phi * f_y^2}{2 * \gamma * f_c' * b} \right) * M_{ultimo}}}{2 * \left( \frac{\phi * f_y^2}{2 * \gamma * f_c' * b} \right)}$$

As

$$= \frac{0,9 * 500 * 0,466 - \sqrt{(-0,9 * 500 * 0,466)^2 - 4 * \left(\frac{0,9 * 500}{2 * 0,85 * 25 * 0,25}\right) * 135,47 * 10^6}}{2 * \left(\frac{0,9 * 500^2}{2 * 0,85 * 25 * 0,25}\right)}$$

$$As = 694,76 \text{ mm}^2 \text{ disponer } 1\emptyset 20 + 2\emptyset 16$$

Md<sup>(c)</sup> C36= 125,76 KN-m

$$M_{ultimo} - \emptyset * As * f_y * d + \frac{\emptyset * As^2 * f_y^2}{2 * \gamma * f'_c * b} = 0$$

Es una ecuación de 2do grado y se debe resolver como tal

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

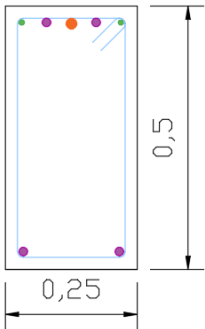
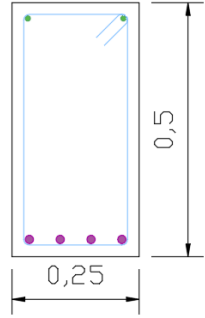
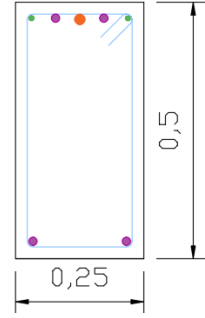
$$A = \frac{\emptyset * f_y^2}{2 * \gamma * f'_c * b} \quad B = -\emptyset * f_y * d \quad C = M_{ultimo} \quad X = \text{Area de acero } As$$

$$As = \frac{\emptyset * f_y * d - \sqrt{(-\emptyset * f_y * d)^2 - 4 * \left(\frac{\emptyset * f_y^2}{2 * \gamma * f'_c * b}\right) * M_{ultimo}}}{2 * \left(\frac{\emptyset * f_y^2}{2 * \gamma * f'_c * b}\right)}$$

As

$$= \frac{0,9 * 500 * 0,466 - \sqrt{(-0,9 * 500 * 0,466)^2 - 4 * \left(\frac{0,9 * 500}{2 * 0,85 * 25 * 0,25}\right) * 125,76 * 10^6}}{2 * \left(\frac{0,9 * 500^2}{2 * 0,85 * 25 * 0,25}\right)}$$

$$As = 641,24 \text{ mm}^2 \text{ disponer } 1\emptyset 20 + 2\emptyset 16$$

|                                                                                   |                                                                                   |                                                                                     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>COLUMNA C36</b><br><b>Md<sup>(-)</sup> = 125,76 KN*m</b>                       | <b>Md<sup>(+)</sup> = 146,96 KN*m</b>                                             | <b>COLUMNA C19</b><br><b>Md<sup>(-)</sup> = 135,47 KN*m</b>                         |
| <b>1Ø20 + 2Ø16</b>                                                                | <b>2Ø10</b>                                                                       | <b>2Ø16 + 1Ø20</b>                                                                  |
|  |  |  |
| <b>2Ø16</b>                                                                       | <b>4Ø16</b>                                                                       | <b>2Ø16</b>                                                                         |

## DECALAJE DE ARMADURA

### Longitud de desarrollo

$$L_{dt} = l_d + d$$

$$d = 500 - 44 = 456 \text{ mm}$$

$$l_d = \left[ \frac{9 * f_y * \psi_t * \psi_e * \psi_s}{10 * 1 * \sqrt{f'_c} \left( \frac{C_b + k + r}{d_b} \right)} \right] * d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$l_d = \left[ \frac{9 * 500 * 1,3 * 1 * 0,8}{10 * 1 * \sqrt{25} * 2,5} \right] * 16 \geq 300 \text{ mm}$$

$$l_d = 599,04 \text{ mm}$$

$$L_{dt} = 599,04 + 456 = 1.055,04 \text{ mm} = \mathbf{1,055 \text{ m}}$$

Technical drawing of a reinforced concrete slab cross-section. The drawing shows a central slab with a width of 25x50. Reinforcement includes top bars (2Ø10 L=660, 1Ø20, 2Ø20, 2Ø16, 1Ø16) and bottom bars (2Ø16 L=425, 2Ø16 L=660). A green curve indicates the slab's profile. Vertical dimensions C36 and C19 are shown on the left and right sides respectively. A small detail of a column is shown at the top.

## Espaciamiento entre barras

$$\text{Min} = \begin{cases} 25 \text{ mm} \\ \text{db} = 16 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} \text{ dag} = \frac{4}{3} * 19 \text{ mm} = 25,33 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S = \frac{100}{4} = 25,00 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm "CUMPLE"}$$

Datos:

Base de la viga  $b_w = 250 \text{ mm}$

61

Altura efectiva  $d = 466 \text{ mm}$

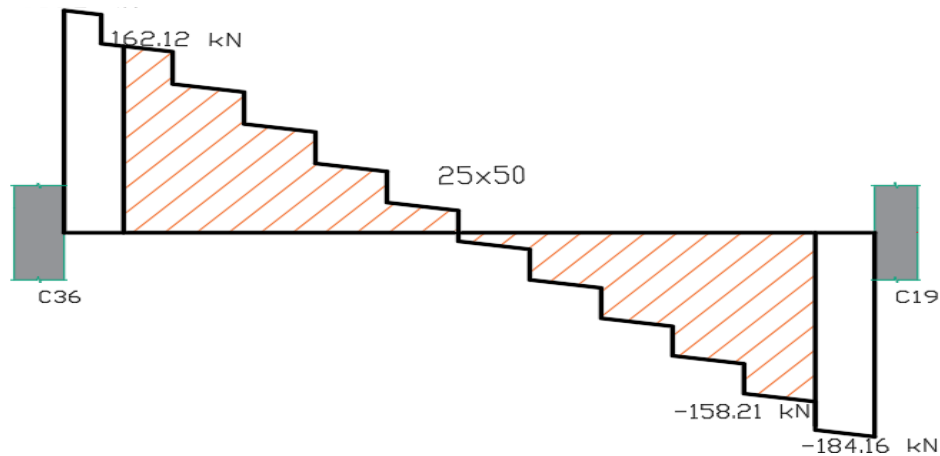
Cortante máxima  $V_u = 166,44 \text{ KN}$

Resistencia características del concreto  $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Fluencia del acero  $F_y = 500 \text{ MPa}$

$\phi = 0,75$

**Figura 29** Diagrama de cortantes



*Fuente: Elaboración propia*

### 1.-Cortante máximo soportado por la sección

$$V_{max} = \phi * (V_c + V_s)$$

$$V_{max} = 0,75 * \left( \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d + \frac{2 * \sqrt{f'_c}}{3} * b_w * d \right)$$

$\lambda = 1$  Para hormigón de peso normal

$$V_{max} = 0,75 * \left( \frac{1 * \sqrt{25}}{6} * 250 * 466 + \frac{2 * \sqrt{25}}{3} * 250 * 466 \right)$$

$$162,12 \text{ KN} \leq 361,15 \text{ KN CUMPLE}$$

### 2.- Calculo de la sección de la viga donde no necesita estribo

#### Diseño del refuerzo de cortante (NB1225001)

El refuerzo para cortante debera calcularse de acuerdo a la siguiente prescripciones:

- 1.- Si  $V_u < 0,5(\phi V_c)$  Colocar armadura constructiva
- 2.- Si  $0,5(\phi V_c) < V_u < \phi V_c$  Colocar armadura minima  $A_v$ . min
- 3.- Si  $V_u > \phi V_c$  Colocar armadura de fuerzo y no debe der menor que  $A_v$ . min

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = \frac{1}{2} * 0,75 * \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 0,50 * 0,75 * 0,17 * 1 * \sqrt{25} * 250 * 466 = 36.406,25 \text{ N} = 36,41 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{l/2} = \frac{V_c}{X} \quad X = \frac{V_c * L}{V_u} = \frac{36,41 * 2,31}{162,12} = 0,53 \text{ m}$$

### 3.- Calculo de la sección de la viga donde resiste con armadura mínima

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\phi * V_c = 0,75 * 0,17 * 1 * \sqrt{25} * 250,00 * 466,00 = 74,27 \text{ KN}$$

Esta sección debe ser reforzada con acero mínimo de las siguientes ecuaciones:

#### Refuerzo cortante mínimo

Espaciamientos máximos según normativa

$$s \leq \begin{cases} d/2 & \text{en elementos de hormigon no pretensado} \\ 0,75 h & \text{en elementos pretensados} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} = \frac{466}{2} = 233 \text{ mm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

Asumiendo una separación de 20 cm, calcularemos el área mínima  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{v_{\min}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \geq \frac{\sqrt{25}}{16} * \frac{250 * 200}{420} = 37,20 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0,34 * \frac{b_w * S}{f_{yt}} \geq 0,34 * \frac{250 * 200}{420} = 40,48 \text{ mm}^2$$

Av min será de 40,48 mm<sup>2</sup>

Se dispondrá una armadura de Ø8 c/20 cm

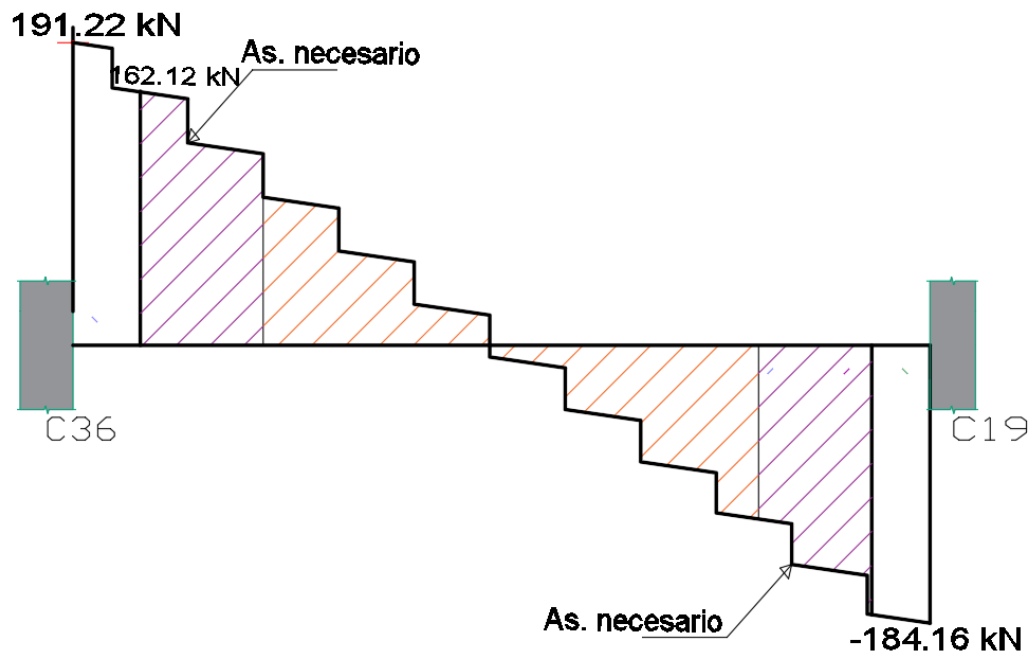
$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{100 * 420 * 466}{200} = 97,86 \text{ Kn}$$

Cuando la resistencia proporcionada por el concreto sea:

$V_c > 0,33 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$  entonces la separacion se debe reducir a la mitad

$$V_c > 0,33 * \sqrt{25} * 250 * 466 = 192,23 \text{ KN}$$

Figura 30 Zonas de armado de cortante



Fuente: Elaboración propia

#### 4.- Calculo de cortante resistido por acero y hormigón PARA COLUMNA 36

$$V_u = \phi * (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{162,12}{0,75} - 74,27 = 141,89 \text{ KN}$$

$$\phi_8 = A_v = 2 * 50,00 \text{ mm}^2 = 100 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{100 * 420 * 466}{141,89 * 1000} = 137,94 = 12,50 \text{ cm}$$

**Se dispondrá una armadura de Ø8 c/12,50 cm**

#### 5.- Calculo de cortante resistido por acero y hormigón PARA COLUMNA 19

$$V_u = \phi * (V_c + V_s)$$

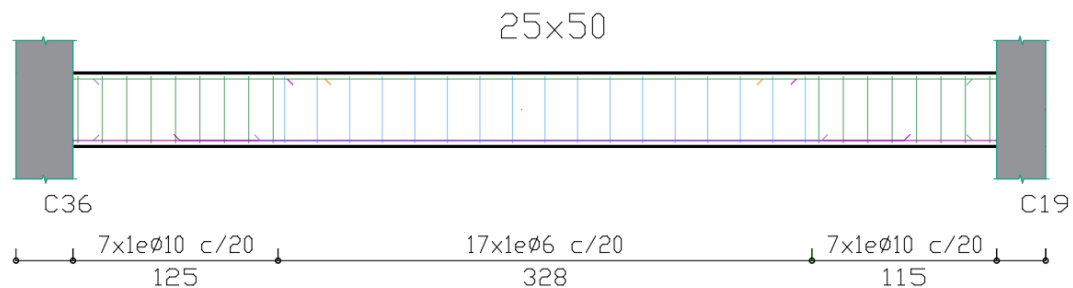
$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{158,21}{0,75} - 74,27 = 136,68 \text{ KN}$$

$$\phi_8 = A_v = 2 * 50,00 \text{ mm}^2 = 100 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{100 * 420 * 466}{136,68 * 1000} = 143,20 = 12,50 \text{ cm}$$

**Se dispondrá una armadura de Ø8 c/12,50 cm**

**Figura 31** Detalle de armadura a cortante.



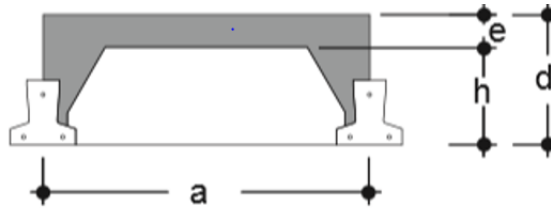
*Fuente: Elaboración propia*

#### 3.5.2 Diseño de entrepiso

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 losas más rígidas y estables.

Se asumirá una distancia entre ejes de:

**Figura 32** Separación de viguetas



$a = 0,50 \text{ m.}$

Se recomienda una altura de:

$$h = \frac{l}{30} = \frac{5,40}{30} = 0,18 \text{ m}$$

Por razones constructivas tomaremos una altura de 0,20 +

También se asumirá una altura de la carpeta de compresión de 0,05 m

Teniendo como altura del paquete de  $h = 0,25 \text{ m}$

### Cálculo del momento flector actuante en la viga

**Figura 33** Peso del entrepiso en estudio

| Referencia                      |      | 50X20X5 |  |
|---------------------------------|------|---------|--|
| <b>Geometría</b>                |      |         |  |
| Espesor capa compresión (a)     | 8    | cm      |  |
| Altura de bovedilla (b)         | 20.0 | cm      |  |
| Intereje (c)                    | 50   | cm      |  |
| Ancho del nervio (d)            | 12   | cm      |  |
| Ancho longitudinal              | 100  | cm      |  |
| Incremento del ancho del nervio | 0.0  | cm      |  |

| Datos para cálculo                                      |                                         |
|---------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> Volumen de hormigón | 0.088 m³/m²                             |
| Tipo de bovedilla                                       | De poliestireno                         |
| Peso superficial:                                       | 2.80 kN/m² (Simple), 3.76 kN/m² (Doble) |
| Comprobación de flecha                                  | Como viga pretensada                    |
| Rigidez fisurada                                        | 50.0 % rigidez bruta                    |

*Fuente:* (Cypecad)

- **Peso del acabado** = 1,80 KN/m² (Considerando las cargas de; carpeta de nivelación, mortero, peso de la cerámica y el peso del cielo raso)

- **Peso propio de la losa** = 2,80 KN/m<sup>2</sup>
- **Carga Viva** = 4 KN/m<sup>2</sup>

Carga muerta D = 2,80+1,80 = 4,60 KN/m<sup>2</sup>

Carga viva L = 4,00 KN/m<sup>2</sup>

Mediante combinación de carga se escoge la mayor carga:

Combinación 1 U = 1,4 D = 6,44 KN/m<sup>2</sup>

Combinación 1 U = 1,2 D + 1,6 L = 11,92 KN/m<sup>2</sup>

Dado que se adoptó una separación entre viguetas de 0,50 m

$$U_{diseño} = 11,92 \frac{KN}{m^2} * 0,50 m = 5,96 \frac{KN}{m}$$

Longitud de la losa mayor, se presenta una vigueta de longitud L = 5,40 m

$$M_{max} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{5,96 * 5,40^2}{8} = 21,72 KN - m$$

Realizando un análisis comparativo entre el catálogo proporcionado por la empresa de viguetas PRETENSA se tiene:

**Tabla 11** Esfuerzos admisibles de viguetas pretensadas

| Eje entre viguetas A (m) | Espesores |       |       | Momentos admisibles de las viguetas según producción estándar |             |             |             |             |             |             |             |
|--------------------------|-----------|-------|-------|---------------------------------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                          | H (m)     | E (m) | D (m) | Tipo 1 KN*m                                                   | Tipo 2 KN*m | Tipo 3 KN*m | Tipo 4 KN*m | Tipo 5 KN*m | Tipo 6 KN*m | Tipo 7 KN*m | Tipo 8 KN*m |
| 0,40                     |           |       |       | 11,90                                                         | 16,94       | 18,78       | 23,84       | 28,17       | 33,81       | 36,17       | 45,09       |
| 0,20                     | 0,20      | 0,05  | 0,25  | 9,52                                                          | 13,57       | 15,03       | 19,09       | 22,57       | 27,09       | 28,99       | 36,16       |
| 0,60                     |           |       |       | 7,94                                                          | 11,31       | 12,54       | 15,92       | 18,82       | 22,60       | 24,19       | 30,18       |

*Fuente: Elaboración propia*

$$M_{adm.} \geq M_{max.}$$

$$21,72 KN - m \geq 22,57 KN - m$$

En el apartado 7.12.2 nos da la cuantía de la armadura de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación.

$$\rho = \frac{A_s}{b * h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es  $\rho=0,0015$

$$A_{s_{mini}} = 0,0015 * 1000 * 50 = 75,00 \text{ mm}^2$$

Se hará una distribución de armadura de barras de Ø8 mm

$$5\phi 8 = A_s = 200,00 \text{ mm}^2$$

### Separación máxima y mínima

$$S \geq \frac{4}{3} * 19 = 25,3 \text{ mm}$$

$$S_{min} \leq \begin{cases} 3 * h \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{min} \leq \begin{cases} 3 * 50 = 150 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

### Separación Calculada

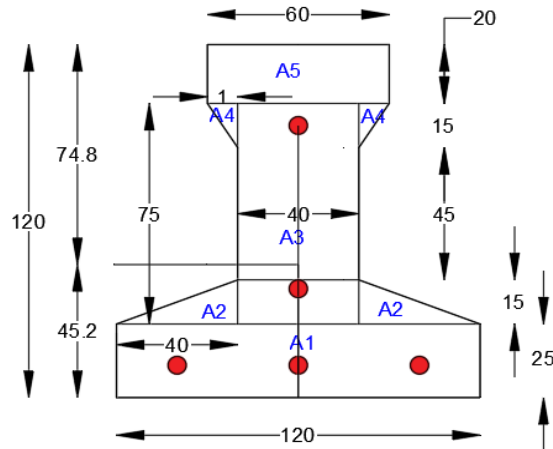
$$S = \frac{100 \text{ mm}}{Nbarras - 1} = \frac{1000 \text{ mm}}{5 - 1} = 250 \text{ mm (cumple)}$$

Aclaración si bien la armadura provista es mayor que la requerida es para cumplir con la separación que por normas no debe ser mayor 30 cm, por tal sentido se dispuso 5Ø8 c/25 cm.

### 3.5.3 Cálculo de las características geométricas de la vigueta

#### 1.- Propiedades de la Vigueta normal en $t = 0$

**Figura 34** Vigueta pretensada en  $T=0$



*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla 12** Propiedades geométricas de la vigueta  $t=0$

| N° | A<br>mm <sup>2</sup> | YI<br>mm | A*YI<br>mm <sup>3</sup> | I<br>mm <sup>4</sup> | d<br>mm | A*d <sup>2</sup><br>mm <sup>4</sup> | I+A*d <sup>2</sup><br>mm <sup>4</sup> |
|----|----------------------|----------|-------------------------|----------------------|---------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 1  | 3000.00              | 12.50    | 37500.00                | 156250.00            | 36.46   | 3988201.79                          | 4144451.79                            |
| 2  | 600.00               | 30.00    | 18000.00                | 7500.00              | 18.96   | 215710.49                           | 223210.49                             |
| 3  | 3000.00              | 62.50    | 187500.00               | 1406250.00           | 13.54   | 549917.94                           | 1956167.94                            |
| 4  | 150.00               | 95.00    | 14250.00                | 1875.00              | 46.04   | 317939.17                           | 319814.17                             |
| 5  | 1200.00              | 110.00   | 132000.00               | 40.00                | 61.04   | 4470919.31                          | 4470959.31                            |
| 6  | 0.38                 | 11.00    | 4.18                    | 12.57                | 37.96   | 547.59                              | 560.16                                |
| 7  | 0.13                 | 37.00    | 4.63                    | 12.57                | 11.96   | 17.88                               | 30.45                                 |
|    | 0.13                 | 92.50    | 11.56                   | 12.57                | 43.54   | 236.96                              | 249.52                                |
|    | 7950.64              |          | 389270.37               |                      |         |                                     | 11115443.83                           |

*Fuente: Elaboración propia*

Área  $A_o = 7.950,63 \text{ mm}^2$

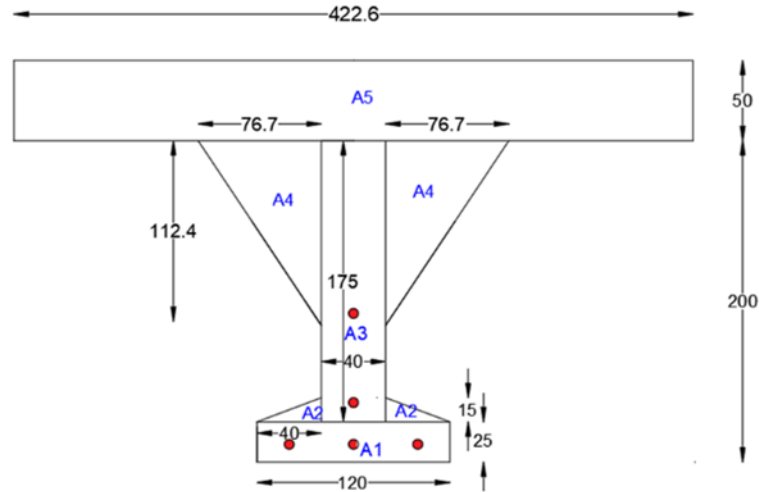
Inercia  $I_o = 11.115.443,83 \text{ mm}^4$

Brazo mecánico inferior  $C_{10} = 71,04 \text{ mm}$

Brazo mecánico superior  $C_{20} = 48,96 \text{ mm}$

## 2.- Propiedades de la Vigueta compuesta en $t = \infty$

**Figura 35** Vigueta pretensada en  $T = \infty$



*Fuente: Elaboración propia*

$$n = \frac{E_{c25}}{E_{c35}} = \frac{19.000,00 * \sqrt{f_{ck}}}{19.000,00 * \sqrt{f_{cp}}} = \frac{\sqrt{25}}{\sqrt{35}} = 0,845$$

**Tabla 13** Propiedades geométricas de la vigueta  $t = \infty$

| N° | A<br>mm <sup>2</sup> | YI<br>mm | A*YI<br>mm <sup>3</sup> | I<br>mm <sup>4</sup> | d<br>mm | A*d <sup>2</sup><br>mm <sup>4</sup> | I+A*d <sup>2</sup><br>mm <sup>4</sup> |
|----|----------------------|----------|-------------------------|----------------------|---------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 1  | 3000.00              | 12.50    | 37500.00                | 156250.00            | 160.94  | 77702242.68                         | 77858492.68                           |
| 2  | 600.00               | 30.00    | 18000.00                | 7500.00              | 143.44  | 12344519.60                         | 12352019.60                           |
| 3  | 7000.00              | 112.50   | 787500.00               | 17864583.33          | 60.94   | 25993304.21                         | 43857887.54                           |
| 4  | 8621.08              | 162.53   | 1401212.87              | 6050925.31           | 10.90   | 1024977.03                          | 7075902.34                            |
| 5  | 21130.00             | 225.00   | 4754250.00              | 4402083.33           | 51.56   | 56179038.61                         | 60581121.95                           |
| 6  | 0.38                 | 11.00    | 4.18                    | 12.57                | 162.44  | 10026.61                            | 10039.18                              |
|    | 0.13                 | 37.00    | 4.63                    | 12.57                | 136.44  | 2326.89                             |                                       |
| 7  | 0.13                 | 92.50    | 11.56                   | 12.57                | 80.94   | 818.85                              | 831.42                                |
|    | 40351.72             |          | 6998483.24              |                      |         |                                     | 211725424.11                          |

*Fuente: Elaboración propia*

Área  $A_{\infty} = 40.351,71 \text{ mm}^2$

Inercia  $I_{\infty} = 201.725.424,11 \text{ mm}^4$

Brazo mecánico inferior  $C_{1\infty} = 76,56 \text{ mm}$

Brazo mecánico superior  $C_{2\infty} = 173,44 \text{ mm}$ .

### 3.- Acciones de cargas consideradas sobre la losa alivianada:

$$P_{\text{propio}} = 2,80 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{carga por entre piso}} = 1,80 \text{ KN/m}^2$$

Luz de cálculo de las viguetas pretensada  $L=5,40 \text{ m}$ .

Separación entre viguetas  $b=0,50 \text{ m}$

Carga distribuida linealmente sobre las viguetas

$$\text{Carga Muerta: } CM = (2,80+1,80) * 0,50 = 2,3 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Sobrecarga de uso } SC = 4 * 0,50 = 2,00 \text{ KN/m.}$$

La carga característica total sobre la vigueta es:

$$q_k = 1,2 * 2,3 + 1,6 * 2,00 = 5,96 \frac{\text{Kn}}{\text{m}} \text{ cargas ponderadas}$$

### 4.- Verificación de la Vigueta Pretensada:

Pretensar el hormigón consiste en aplicar una fuerza total que se produzca en la misma unas tensiones contrarias a las que luego, en servicio producirán las cargas exteriores.

De ahí la palabra pretensado, que significa tensión previa a la puesta de servicio.

La existencia de la fuerza de pretensado obliga a realizar en la pieza de hormigón pretensado algunas comprobaciones tensionales, fundamentalmente en dos instantes: Uno, en el de aplicación de la fuerza de pretensado. Otro en el estado de servicio de la pieza. Esta es una diferencia importante respecto a las piezas de hormigón armado.

### 5.-Limitación de la fuerza de pretensado inicial:

De acuerdo a la normativa, la fuerza de pretensado inicial  $P_0$ , ha de proporcionar en las armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0,75 * f_{p \max k}$$

$$0,90 * f_{pk}$$

$$f_{p \max k} = 1800 \text{ Mpa Tension de rotura ultima de acero pretensado, obtenida}$$

*de la guia Tecnica de CONCRETEC*

$f_{pk} = 500 \text{ Mpa}$  Limite elastico caracteristico del acero

$$0,75 * f_{\max k} = 0,75 * 1800 = 1350 \text{ Mpa}$$

$$0,90 * f_{pk} = 0,90 * 500 = 450 \text{ Mpa}$$

Por lo tanto, se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de pre esfuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de:

$$f_{ps} = 1350 \text{ Mpa}$$

#### **6.- Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días:**

El hormigón tendrá una resistencia del 80 % de la prevista a los 28 días.

$$f_{ci} = 0,80 * 35 = 28 \text{ Mpa}$$

#### **7.- Cálculo del momento máximo que deberá resistir la losa aliviada:**

Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados:

$$q = 4,30 \frac{\text{Kn}}{\text{m}} \text{ carga de servicio}$$

L = 5,40 m Luz de cálculo para las viguetas pretensadas

Resolviendo la viga como una simplemente apoyada se tiene:

$$RA = RB = \frac{q * L}{2} = \frac{4,30 * 5,40}{2} = 11.610 \text{ kn}$$

$$M_d^{(+)} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{4,30 * 5,40^2}{8} = 15.67 \text{ Kn} * \text{m}$$

#### **8.- Esfuerzos admisibles del Hormigón:**

$$f_{ti} = 0,80 * \sqrt{f'_{ci}} = 0,80 * \sqrt{28} = 4,23 \text{ Mpa}$$

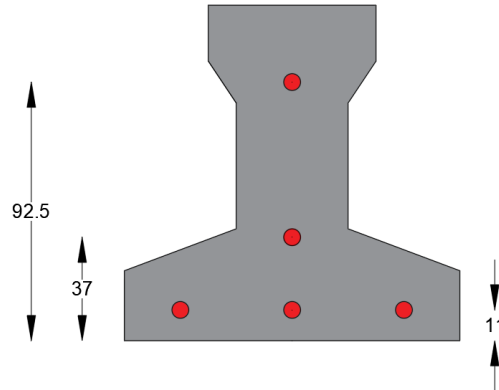
$$f_{ci} = -0,60 * f'_{ci} = -0,60 * 28,00 = -16,8 \text{ Mpa}$$

$$f_{cf} = -0,45 * f'_c = -0,45 * 35,00 = -15,75 \text{ Mpa}$$

$$f_{tf} = 1,60 * \sqrt{f'_c} = 1,60 * \sqrt{35} = 9,47 \text{ Mpa}$$

**Consideraciones de las inecuaciones de condición:**

**Figura 36** Ubicación de los aceros en la vigueta pretensada



*Fuente: Elaboración propia*

**Punto de aplicación de la fuerza de pretensado (Fp) con respecto al cg.**

$$Y_{cp} = \frac{\sum A_i * d}{\sum A_i} = \frac{\frac{\pi}{4} * 4^2 * 3 * 11 + \frac{\pi}{4} * 4^2 * 1 * 37 + \frac{\pi}{4} * 4^2 * 1 * 92,5}{\frac{\pi}{4} * 4^2 * 5} = 32,50 \text{ mm}$$

El momento M0 provocado por el peso propio de la vigueta pretensada será:

$$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 25,00 \text{ Kn/m}^3$$

$$A_{vigueta} = 0,00795 \text{ m}^2$$

$$q = \gamma_{H^\circ A^\circ} * A_{vigueta} = 25 \frac{\text{kn}}{\text{m}^3} * 0,00795 \text{ m}^2 = 0,20 \text{ kn/m}$$

$$M_0 = \frac{q * L^2}{8} = \frac{0,20 \text{ kn/m} * 5,40^2}{8} = 0,729 \text{ kn * m}$$

$$M_T = \frac{q * L^2}{8} = \frac{5,96 * 5,40^2}{8} = 21,72 \text{ kn * m}$$

**9.- Verificación de las inecuaciones de condición cuando solo actúan las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado.**

Propiedades geométricas de la viga pretensada en  $t = 0$

$$\text{Área } A_0 = 7950,63 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inercia } I_0 = 11115443,83 \text{ mm}^4$$

$$\text{Brazo mecánico inferior } C_{10} = 71,04 \text{ mm}$$

$$\text{Brazo mecánico superior } C_{20} = 48,96 \text{ mm}$$

$$e_0 = C_{20} - Y_{cp} = 48,96 - 32,5 = 16,46 \text{ cm}$$

$$f'_c = 35,00 \text{ kn/m}^2$$

$$M_0 = \frac{q * L^2}{8} = \frac{0,20 \text{ kn/m} * 5,40^2 \text{ m}}{8} = 0,729 \text{ kn} * \text{m}$$

Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad.

$$f'_{ci} = 0,80 * f'_c = 0,80 * 35 = 28 \text{ Mpa}$$

**11.-Realizando operaciones y reemplazando en las inecuaciones se tiene que:**

$$t = 0$$

$$M_0 = 0,729 \text{ kN*m} = 729000 \text{ N*mm}$$

$$1. \quad P_0 \leq \left( \frac{f_{ti} + \frac{M_0 * c_{10}}{I_0}}{\frac{e_0 * c_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}} \right) \leq \left( \frac{4,23 + \frac{729000 * 71,04}{11115443,83}}{\frac{16,46 * 71,04}{11115443,83} - \frac{1}{7950,63}} \right) \leq -432.049,28 \text{ N}$$

$$2. \quad P_0 \leq \left( \frac{-f_{ci} + \frac{M_0 * c_{20}}{I_0}}{\frac{e_0 * c_{20}}{I_0} + \frac{1}{A_0}} \right) \leq \left( \frac{-(-16,8) + \frac{729000 * 48,96}{11115443,83}}{\frac{16,46 * 48,96}{11115443,83} + \frac{1}{7950,63}} \right) \leq 100.922,78 \text{ N}$$

**12.- Realizando operaciones y reemplazando en las inecuaciones se tiene que:**

$$t = \infty$$

$$\text{Área } A_\infty = 40351,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inercia } I_{\infty} = 201725424,11 \text{ mm}^4$$

$$\text{Brazo mecánico inferior } C_{1\infty} = 76,56 \text{ mm}$$

$$\text{Brazo mecánico superior } C_{2\infty} = 173,44 \text{ mm.}$$

$$e_{\infty} = C_{2\infty} - Y_{cp} = 173,44 - 32,50 = 140,94 \text{ mm}$$

$$M_T = \frac{q * L^2}{8} = \frac{5,96 * 5,40^2}{8} = 21,72 \text{ kn} * m = 21724200,00 \text{ N} * mm$$

$$3. \quad P_0 \geq \left( \frac{f_{cf} + \frac{MT * c_{1\infty}}{I_{\infty}}}{\frac{e_{\infty} * c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}}} \right) \leq \left( \frac{-15,75 + \frac{21724200,00 * 76,56}{201725424,11}}{\frac{140,94 * 76,56}{201725424,11} - \frac{1}{40351,71}} \right) \\ \leq -337.324,70 \text{ N}$$

$$4. \quad P_0 \leq \left( \frac{-f_{tf} + \frac{MT * c_{2\infty}}{I_{\infty}}}{\frac{e_{\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}} + \frac{1}{A_{\infty}}} \right) \leq \left( \frac{-9,47 + \frac{21724200 * 173,44}{201725424,11}}{\frac{140,94 * 173,44}{201725424,11} + \frac{1}{40351,71}} \right) \\ \leq 63.115,72 \text{ N}$$

**Solución:**

$$1. -P_0 < -432.049,28 \text{ N}$$

$$2. -P_0 < 100.922,78 \text{ N}$$

$$3. -P_0 < -337.324,70 \text{ N}$$

$$4. -P_0 < 63.115,72 \text{ N}$$

### CONJUNTO SOLUCIÓN

$$-337324,70 \quad 63115,72 \text{ N} \quad 100922,78 \text{ N} \quad -432049,28 \text{ N}$$

**12.- Verificación de la fuerza de pretensado:**

Se verifica la fuerza de pretensado inicial:

$$P_0 = f_{ps} * A_{ps}$$

$$P_{ps} = 0,75 * f_{pu} = 0,75 * 1800,00 \frac{N}{mm^2} = 1.350,00 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{ps (\varnothing 4 mm)} * n = 12,56 mm^2 * n = 62,83 mm^2$$

$$P_0 = f_{ps} * A_{ps} = 1350,00 \frac{N}{mm^2} * 62,83 mm^2 = 84.820,50 N$$

Por lo tanto, se verifica que la fuerza de pretensado está dentro del conjunto solución:

$$4P_0 \leq P_0 \leq 2P_0$$

$$69.452,89 N \leq 84.820,50 N \leq 100.922,78 N \text{ CUMPLE}$$

### 13.- Pérdidas de Pretensado:

Las pérdidas de pretensado son:

- Acortamiento elástico del Hormigón
- Contracción del Hormigón
- Fluencia lenta del hormigón
- Relajación de los cables

Se asumirá una pérdida de pretensado del 20 %

Fuerza de pretensado efectivo:

$$P_0 = 84820,50 N \text{ Fuerza de pretensado inicial}$$

$$\Delta P_0 = 0,20 * P_0 = 0,20 * 84820,50$$

$$= 16964,10 N \text{ Pérdida total de la fuerza de } P_0$$

$$P_e = P_0 - \Delta P_0 = 84820,50 - 16964,10 = 67856,40 N \text{ Fuerza de pretensado efecti.}$$

### Verificación de los Esfuerzos en la sección: TIEMPO =0

En las viguetas de hormigón pretensado se cumplirán que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, asumiendo un 20 % de perdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, no se superen las siguientes limitaciones de tensiones:

### Propiedades geométricas:

$$\text{Área } A_o = 7950,63 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inercia } I_o = 11115443,83 \text{ mm}^2$$

$$\text{Brazo mecánico inferior } C_{10} = 71,04 \text{ mm}$$

$$\text{Brazo mecánico superior } C_{20} = 48,96 \text{ mm}$$

$$e_o = C_{20} - Y_{cp} = 48,96 - 32,5 = 16,46 \text{ mm}$$

$$P_o = 84820,50 \text{ N}$$

$$M_o = 0,729 \text{ kN}\cdot\text{m} = 729000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

#### 1. Esfuerzo en la fibra superior

$$\begin{aligned} & -\frac{M_o * c_{10}}{I_o} + \frac{(P_o * e_o) * c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti} \\ & -\frac{729000 * 71,04}{11115443,83} + \frac{(84820,50 * 16,46) * 71,04}{11115443,83} - \frac{84820,50}{7950,63} \leq f_{ti} \\ & -62,51 \leq 13,39 \end{aligned}$$

#### 2. Esfuerzo en la fibra inferior

$$\begin{aligned} & +\frac{M_o * c_{20}}{I_o} - \frac{(P_o * e_o) * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci} \\ & \frac{729000 * 48,96}{11115443,83} - \frac{(84820,50 * 16,46) * 48,96}{11115443,83} - \frac{84820,50}{7950,63} \geq f_{ci} \\ & -26,08 \geq -168,00 \end{aligned}$$

### Verificación de los Esfuerzos en la sección: TIEMPO = $\infty$

$$\text{Área } A_{\infty} = 40351,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inercia } I_{\infty} = 201725424,11 \text{ mm}^4$$

$$\text{Brazo mecánico inferior } C_{1\infty} = 76,56 \text{ mm}$$

$$\text{Brazo mecánico superior } C_{2\infty} = 173,44 \text{ mm.}$$

$$e_{\infty} = C_{2\infty} - Y_{cp} = 173,44 - 32,50 = 140,94 \text{ mm}$$

$$M_T = 21720000,00 \text{ N} * \text{mm}$$

$$P_f = 0,80 * 84820,50 = 67856,40 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} & -\frac{M_T * c_{1\omega}}{I_{\omega}} + \frac{(P_f * e_{\omega}) * c_{1\omega}}{I_{\omega}} - \frac{P_{\omega}}{A_{\omega}} \geq f_{cs} \\ & -\frac{21720000,00 * 76,56}{201725424,11} + \frac{(67856,40 * 140,94) * 76,56}{201725424,11} - \frac{67856,40}{40351,71} \geq f_{cs} \\ & -6,29 \geq -15,75 \\ & +\frac{M_T * c_{2\omega}}{I_{\omega}} - \frac{(P_f * e_{\omega}) * c_{2\omega}}{I_{\omega}} - \frac{P_f}{A_{\omega}} \leq f_{ts} \\ & +\frac{21720000,00 * 173,44}{201725424,11} - \frac{(67856,40 * 140,94) * 173,44}{201725424,11} - \frac{67856,40}{40351,71} \leq f_{ts} \\ & 8,77 \leq 9,47 \end{aligned}$$

### Verificación de la deflexión.

Se calculará la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro a flexión, y se sobrepone a la deflexión del preesfuerzo.

La deflexión máxima permisible es de L/500 por lo tanto se deberá cumplir:

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

- a. Deflexión debido a la fuerza pretensora:** Esta es considerada favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{-P_e * e * L^2}{8 * E_c * I_{xc}}$$

$$L = 5,40 \text{ m} = 5400 \text{ mm}$$

$$P_e = 67856,40 \text{ N}$$

Excentricidad  $e_{\infty} = C_{2\infty} - Y_{cp} = 173,44 - 32,50 = 140,94 \text{ mm}$

$$Ec = 19.000,00 \sqrt{f_{ck}}$$

$$I_{\infty} = 201725424,11 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_{ps} = \frac{-67856,40 * 140,94 * 5400,00^2}{8 * 19.000,00 \sqrt{35} * 201725424,11} = -1,53 \text{ mm}$$

**b. Deflexión debido a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple:**

$$q = 5,96 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 * q * L^4}{384 * E_c * I_{xc}} = \frac{5 * 5,96 * 5400^4}{384 * 19.000,00 \sqrt{35} * 201725424,11} = 2,91 \text{ mm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{5.400,00}{480} = 11,25 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \Delta_{adm}$$

$$-1,53 + 2,91 \leq 11,25$$

$$1,38 \leq 11,25 \text{ CUMPLE}$$

### 3.5.4 Diseño de columnas

Diseño Estructural de la Columna C25

DATOS:

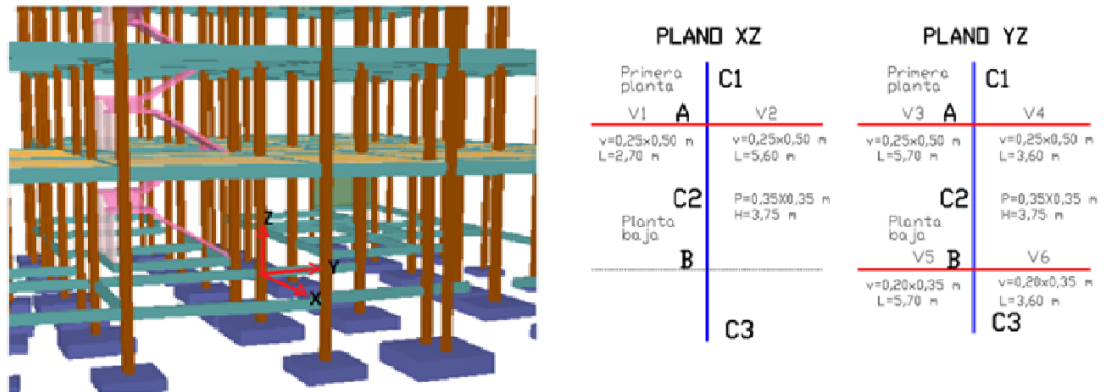
**Tabla 14** Esfuerzos en la columna en estudio

| Esfuerzos en la zapata en Estudio |        |      |                      |          |      |
|-----------------------------------|--------|------|----------------------|----------|------|
| En Servicio                       |        |      | Estado Limite Ultimo |          |      |
| N                                 | 761,14 | KN   | N <sub>d</sub>       | 1.009,73 | KN   |
| M <sub>X1</sub>                   | 17,58  | KN-m | M <sub>X1</sub>      | 22,95    | KN-m |
| M <sub>X2</sub>                   | -8,29  | KN-m | M <sub>X2</sub>      | -10,88   | KN-m |
| M <sub>Y1</sub>                   | -31,64 | KN-m | M <sub>Y1</sub>      | -42,32   | KN-m |
| M <sub>Y2</sub>                   | 16,73  | KN-m | M <sub>Y2</sub>      | 22,16    | KN-m |

|       |       |    |       |        |    |
|-------|-------|----|-------|--------|----|
| $V_X$ | -4,10 | KN | $V_X$ | -4,58  | KN |
| $V_Y$ | -8,48 | KN | $V_Y$ | -10,23 | KN |

Fuente: Elaboración propia

**Figura 37** Ubicación de la columna en estudio



Fuente: Elaboración propia

Sección:

$$b = 0,35 \text{ m} = 350 \text{ mm}$$

$$h = 0,35 \text{ m} = 350 \text{ mm}$$

**Tabla 15** Dimensiones e inercia de los elementos que llegan a la columna

| Elemento    | Longitud (m) | b (m) | h (m) | $I_x \text{ (m}^4\text{)}$ | $I_y \text{ (m}^4\text{)}$ |
|-------------|--------------|-------|-------|----------------------------|----------------------------|
| Columna C1  | 3,05         | 0,35  | 0,35  | 0,00125                    | 0,00125                    |
| Columna C2  | 3,75         | 0,35  | 0,35  | 0,00125                    | 0,00125                    |
| Columna C3  | 2            | 0,35  | 0,35  | 0,00125                    | 0,00125                    |
| Viga 1 (V1) | 2,7          | 0,25  | 0,5   | 0,00260                    | 0,00065                    |
| Viga 2 (V2) | 5,6          | 0,25  | 0,5   | 0,00260                    | 0,00065                    |
| Viga 3 (V3) | 5,7          | 0,25  | 0,5   | 0,00260                    | 0,00065                    |
| Viga 4 (V4) | 3,6          | 0,25  | 0,5   | 0,00260                    | 0,00065                    |
| Viga 5 (V5) | 5,7          | 0,2   | 0,35  | 0,00071                    | 0,00023                    |
| Viga 6 (V6) | 3,6          | 0,2   | 0,35  | 0,00071                    | 0,00023                    |

Fuente: Elaboración propia

#### Determinación del coeficiente “ $\psi$ ”

$$\psi_A = \frac{\Sigma \left( \frac{EI}{l} \right) \text{ de todos los pilares}}{\Sigma \left( \frac{EI}{l} \right) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\Sigma \left( \frac{EI}{l} \right) \text{ de todos los pilares}}{\Sigma \left( \frac{EI}{l} \right) \text{ de todas las vigas}}$$

Por lo tanto, el coeficiente es:

#### PLANO XZ

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xc1}}{L_{c1}} + \frac{I_{xc2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{xv1}}{L_{v1}} + \frac{I_{xv2}}{L_{v2}}} = \frac{\frac{0,00125}{3,05} + \frac{0,00125}{3,75}}{\frac{0,00260}{2,70} + \frac{0,00260}{5,60}} = 0,52$$

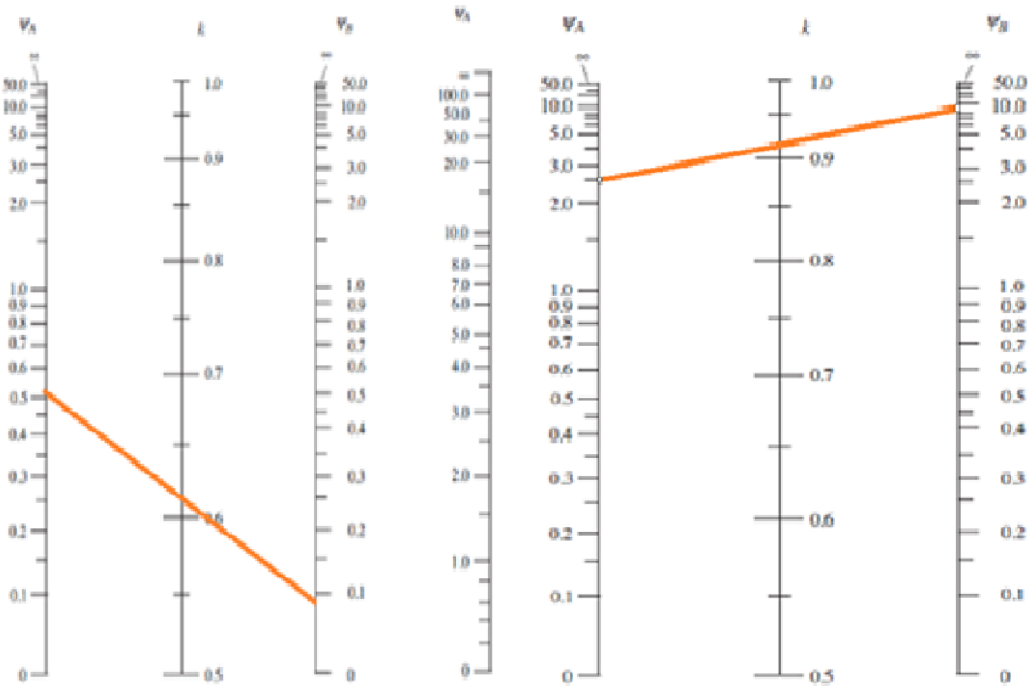
$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xc2}}{L_{c2}} + \frac{I_{xc3}}{L_{c3}}}{1} = \frac{\frac{0,00125}{3,75} + \frac{0,00125}{2,00}}{1,00} = 0,009$$

#### PLANO YZ

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{yc1}}{L_{c1}} + \frac{I_{yc2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{yv3}}{L_{v3}} + \frac{I_{yv4}}{L_{v4}}} = \frac{\frac{0,00125}{3,05} + \frac{0,00125}{3,75}}{\frac{0,00065}{5,70} + \frac{0,00065}{3,60}} = 2,52$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC2}}{L_{C2}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV6}}{L_{V6}}} = \frac{\frac{0,00125}{3,75} + \frac{0,00125}{2,00}}{\frac{0,00023}{5,70} + \frac{0,00023}{3,60}} = 9,06$$

**Figura 38** Factor de esbeltez mediante el nomograma de Jackson y Moreland



Fuente: NB1225001

$$K_x = 0,61$$

$$K_y = 0,91$$

$$r_x = \sqrt{\frac{0,00125}{0,1225}} = 0,10 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{0,00125}{0,1225}} = 0,10 \text{ m}$$

**Para eje “X”**

$$\frac{K_x l_u}{r_x} \leq 34 - 12 * \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$\frac{0,61 * 3,75}{0,10} \leq 34 - 12 * \left( \frac{17,58}{-8,29} \right)$$

$$22,88 \leq 59,45$$

**Para eje “Y”**

$$\frac{K_y l_u}{r_y} \leq 34 - 12 * \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$
$$\frac{0,91 * 3,75}{0,10} \leq 34 - 12 * \left( \frac{17,58}{-8,29} \right)$$
$$34,12 \leq 56,69$$

Donde el término (34-12 (M1 /M2)) no debe tomarse mayor que 40. El término M1 /M2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

**Verificación de portico desplazable o indesplazable.**

Según la NB1225001 en el apartado 10.10.5.2, una columna se considera indesplazable si:

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_o}{V_u * l_c} \leq 0,05$$

$$\sum P_u = 1.009,73 \text{ kN}$$

$$\Delta_o = 0,75 \text{ mm. (distorsión absoluta)}$$

$$V_{us} = -16,87 \text{ kN}$$

$$l_c = 3.750,00 \text{ mm.}$$

$$Q = \frac{1.009,73 * 0,75}{16,87 * 3.750,00} \leq 0,05$$
$$0,012 \leq 0,05$$

Cumple con la consideración adoptada de pórtico indesplazable.

**Parámetros de análisis y diseño (factores de resistencia FR)**

$$\emptyset = 0,65 \text{ Para compresión} \quad \emptyset = 0,75 \text{ para corte}$$

**Diseño del acero de refuerzo requerido:**

Áreas de acero por geometría:

$$A_{smin} = 0,006 * A_g \quad A_{smax} = 0,08 * A_g \text{ De acuerdo a (10.9.1 NB 1225001)}$$

$$A_{smin} = 0,006 * A_g = 0,006 * (350 * 350) = 735,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} = 0,08 * A_g = 0,08 * (350 * 350) = 9.800,00 \text{ mm}^2$$

### **Armado de la sección**

Diámetro del Refuerzo longitudinal **12 Ø 16 mm (asumido)**

$$A_{st} = 2.412,00 \text{ mm}^2 \text{ “Cumple con el mínimo”}$$

### **Estimación de la cuantía**

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{2.412,00 \text{ mm}^2}{350,00 * 350,00 \text{ mm}^2} = 0,019 = 1,9\%$$

$$0,006 < 0,019 < 0,08$$

Esta dentro del rango establecido por la norma

Se recomienda una cuantía menor al 3% para asegurar la ductilidad de la columna.

### **Espaciamiento entre barras del refuerzo a tracción**

$d_{es} = 6 \text{ mm}$  (diámetro de estribo asumido)

$$St_{min} \geq \begin{cases} 1,5 * 20 = 30 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \\ 1,33 * 19 \text{ mm} = 25,27 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{cal} = \frac{b - 2 * r - N_b * d_b - 2d_{es}}{N_b - 1} = \frac{350 - 2 * 20 - 4 * 16 - 2 * 6}{4 - 1} = 78 \text{ mm}$$

Cumple con la separación.

### **Diseño Por diagrama de interacción de la columna.**

Datos de la sección (Columna N° 25)

$$\beta = 0,85 \quad \text{para } f'_c < 30 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$h = 350 \text{ mm.}$

$b = 350 \text{ mm.}$

$d = 350 - (20 + 6 + 16/2) = 316 \text{ mm}$

$\epsilon_{cu} = 0,003$

$E_s = 200.000 \text{ MPa}$

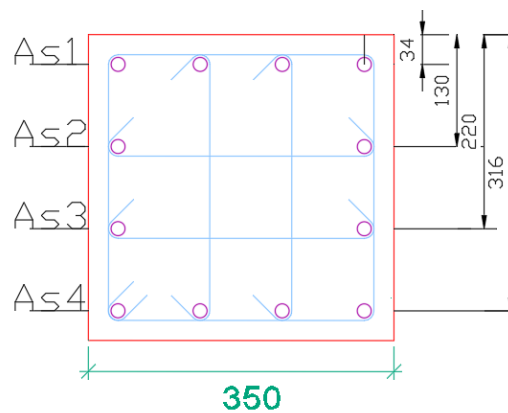
$A_{s1} = 804,00 \text{ mm}^2$

$A_{s2} = 402,00 \text{ mm}^2$

$A_{s3} = 402,00 \text{ mm}^2$

$A_{s4} = 804,00 \text{ mm}^2$

**Figura 39** Vista en planta de la columna en estudio



*Fuente: Elaboración propia*

### **Construcción del diagrama de interacción**

$A_{st} = 2.412,00 \text{ mm}^2$

$A_g = 122.500,00 \text{ mm}^2$

Factor de reducción

$\phi = 0,65$

Punto inicial

$$P_o = (0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

$$P_o = (0,85 * 25 * (122.500,00 - 2412) + 2412 * 500)$$

$$P_o = 3757,87 \text{ KN}$$

### 1.- Cálculo del punto de carga balanceada

$$C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} * d \quad C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{500}{200.000}} * 316 = 172,36 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 * 172,36 = 146,51 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{172,36} = \frac{\epsilon_1}{172,36 - d_1} \quad \epsilon_1 = 0,0024 \text{ esta en compresión entonces } - 0,0024$$

$$\frac{0,003}{172,36} = \frac{\epsilon_2}{172,36 - d_2} \quad \epsilon_2 = 0,00074 \text{ esta en compresión entonces } - 0,00074$$

$$\frac{0,003}{172,36} = \frac{\epsilon_3}{d_3 - 172,36} \quad \epsilon_3 = 0,00083 \text{ esta en tracción entonces } + 0,00083$$

$$\frac{0,003}{172,36} = \frac{\epsilon_4}{d_4 - 172,36} \quad \epsilon_4 = 0,0025 \text{ esta en tracción entonces } + 0,0025$$

### Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 * E_s =$$

$$f_{s1} = -0,0024 * 200.000,00 = - 481,65 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -0,00074 * 200.000,00 = -147,47 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = 0,00083 * 200.000,00 = 165,82 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} = 0,0025 * 200.000,00 = 500,00 \text{ MPa}$$

### Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero

$$F_1 = f_{s1} * A_{s1} = -481,65 * 804,00 = -387.246,60 \text{ N} = -387,25 \text{ KN}$$

$$F_2 = f_{s2} * A_{s2} = -147,47 * 402,00 = -59.282,94 \text{ N} = -59,28 \text{ KN}$$

$$F_3 = f_{s3} * A_{s3} = 165,82 * 402,00 = 66.659,64 \text{ N} = 66,66 \text{ KN}$$

$$F_4 = f_{s4} * A_{s4} = 500,00 * 804,00 = 402.000,00 \text{ N} = 402,00 \text{ KN}$$

### Cálculo de la fuerza de compresión Nb

$$N_b = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_b = 0,85 * 25 * 146,51 * 350 = -1.089.668,12 \text{ N} = -1.089,67 \text{ KN}$$

### Cálculo de la carga balanceada

$$P_{nb} = N_b + \sum F_i$$

$$P_{nb} = -1.089,67 - 387,25 - 59,28 + 66,66 + 402,00 = -1.067,54 \text{ KN}$$

### Cálculo del centroide plástico

$$Y_p = \frac{(0,85 * f'_c * A_g) * \left(\frac{h}{2}\right) + \sum A_{si} * f_y * d_i}{(0,85 * f'_c * A_g) + (\sum A_{si} * f_y)}$$

$$\sum A_{si} * d_i =$$

$$Y_p = \frac{(0,85 * 25 * (122.500,00)) * \left(\frac{350}{2}\right) + (422.100,00) * 500}{(0,85 * 25 * (122.500,00)) + (2412 * 500)}$$

$$Y_p = 175,00 \text{ mm}$$

### Cálculo del momento nominal respecto a yp

$$\text{Para compresion } M_{ni} = F_i * (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = F_1 * (y_p - d_1) = 387,25 * \left(\frac{175 - 34}{1000}\right) = 54,60 \text{ KN} - m$$

$$M_{n2} = F_2 * (y_p - d_2) = 59,28 * \left(\frac{175 - 130}{1000}\right) = 2,68 \text{ KN} - m$$

$$\text{Para traccion } M_{ni} = F_i * (d_i - y_p)$$

$$M_{n3} = F_4 * (d_3 - y_p) = 66,66 * \left(\frac{220 - 175}{1000}\right) = 2,99 \text{ KN} - m$$

$$M_{n4} = F_4 * (d_4 - y_p) = 402,00 * \left(\frac{316 - 175}{1000}\right) = 56,68 \text{ KN} - m$$

### Cálculo del momento nominal Mn

$$M_n = N_b * \left( y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum M_i$$

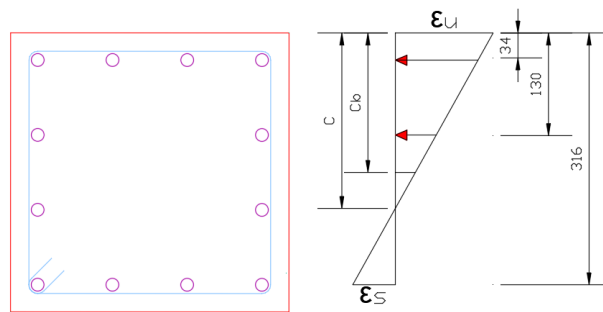
$$M_n = 1.089,67 * \left( \frac{175 - 146,51 * 0,5}{1000} \right) + (54,60 + 2,68 + 2,99 + 56,68)$$

$$M_n = 227,73 \text{ KN} - m$$

**Pb: ( 227,73 KN-m; 1.067,54 KN)**

## 2.- Cálculo del punto en la zona de falla frágil

**Figura 40** Seccion de la columna en falla fragil



*Fuente: Elaboracion propia*

C=220 mm cumpliendo que trabaje en zona frágil, entonces:  $c > c_b$

$$a = 0,85 * 220,00 = 187,00 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{220,00} = \frac{\epsilon_1}{220,00 - d_1} \quad \epsilon_1 = 0,0025 \text{ esta en compresión entonces } - 0,0025$$

$$\frac{0,003}{220,00} = \frac{\epsilon_2}{200,00 - d_2} \quad \epsilon_2 = 0,00123 \text{ esta en compresión entonces } - 0,00123$$

$$\frac{0,003}{220,00} = \frac{\epsilon_3}{d_3 - 220,00} \quad \epsilon_3 = 0,00$$

$$\frac{0,003}{220,00} = \frac{\epsilon_4}{d_4 - 220,00} \quad \epsilon_4 = -0,0013 \text{ esta en tracción entonces } + 0,0013$$

## Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero

$$f_{s1} = \epsilon_1 * E_s$$

$$f_{s1} = -0,0025 * 200.000,00 = - 500,00 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -0,00123 * 200.000,00 = - 246,00 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = 0,00 * 200.000,00 = 0,00$$

$$f_{s4} = 0,0013 * 200.000,00 = 260,00 \text{ MPa}$$

### **Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero**

$$F_1 = f_{s1} * A_{s1} = -500 * 804,00 = -402.000,00 \text{ N} = -402,00 \text{ KN}$$

$$F_2 = f_{s2} * A_{s2} = -246 * 402,00 = -98.892,00 \text{ N} = -98,89 \text{ KN}$$

$$F_3 = f_{s3} * A_{s3} = 0 * 402,00 = 0,00 \text{ N} = 0,00 \text{ KN}$$

$$F_4 = f_{s4} * A_{s4} = 260,00 * 804,00 = 209.040,00 \text{ N} = 209,04 \text{ KN}$$

### **Cálculo de la fuerza de compresión Nb**

$$N_b = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_b = 0,85 * 25 * 187,00 * 350 = -1.390.812,50 \text{ N} = -1.390,81 \text{ KN}$$

### **Cálculo de la carga fragil**

$$P_{nb} = N_b + \sum F_i$$

$$P_{fragil} = -1.390,81 - 402,00 - 98,89 + 209,04 = -1.682,66 \text{ KN}$$

### **Cálculo del momento nominal respecto a yp**

$$\text{Para compresion } M_{ni} = F_i * (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = F_1 * (y_p - d_1) = 402,00 * \left( \frac{175 - 34}{1000} \right) = 56,68 \text{ KN} - m$$

$$M_{n2} = F_2 * (y_p - d_2) = 98,89 * \left( \frac{175 - 130}{1000} \right) = 4,45 \text{ KN} - m$$

$$M_{n3} = F_3 * (y_p - d_3) = 0,00 \text{ KN} - m$$

$$M_{n4} = F_4 * (y_p - d_4) = 209,04 * \left( \frac{316 - 175}{1000} \right) = 29,47 \text{ KN} - m$$

### Cálculo del momento nominal $M_n$

$$M_n = N_b * \left( y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum M_i$$

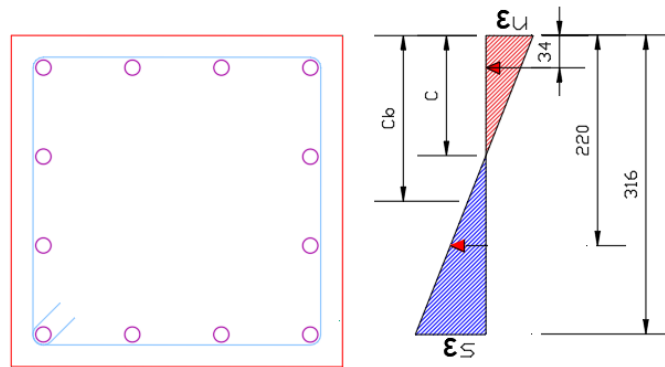
$$M_n = 1.390,81 * \left( \frac{175 - 187 * 0,5}{1000} \right) + (56,68 + 4,45 + 29,47)$$

$$M_n = 203,95 \text{ KN} - m$$

**Pfragil: ( 203,95KN-m ;1.682,66 KN)**

### 3.- Cálculo del punto en la zona de falla dúctil

**Figura 41** Seccion de la columna en estudio zona ductil



*Fuente: Elaboracion propia*

$C = 130,00 \text{ mm}$  cumpliendo que trabaje en zona frágil, entonces:  $c < c_b$

$$a = 0,85 * 130,00 = 110,50 \text{ mm}$$

$$\frac{0,003}{130,00} = \frac{\epsilon_1}{130,00 - d_1} \quad \epsilon_1 = 0,0022 \text{ esta en compresión entonces } - 0,0022$$

$$\frac{0,003}{130,00} = \frac{\epsilon_2}{130,00 - d_2} \quad \epsilon_2 = 0$$

$$\frac{0,003}{130,00} = \frac{\epsilon_3}{d_3 - 130,00} \quad \epsilon_3 = 0,0021 \text{ esta en traccion entonces } + 0,0021$$

$$\frac{0,003}{130,00} = \frac{\varepsilon_4}{d_4 - 130,00} \quad \varepsilon_4 = 0,0043 \text{ esta en traccion entonces } + 0,0043$$

#### **Cálculo de esfuerzo sobre las barras de acero**

$$f_{s1} = \varepsilon_1 * E_s$$

$$f_{s1} = -0,0022 * 200.000,00 = -456,00 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = 0 * 200.000,00 = 0,00 \text{ MPa}$$

$$f_{s3} = 0,0021 * 200.000,00 = 420,00 \text{ MPa}$$

$$f_{s4} = 0,0043 * 200.000,00 = 860,00 \text{ MPa} = 500 \text{ MPa}$$

#### **Cálculo de las fuerzas en las líneas de acero**

$$F_1 = f_{s1} * A_{s1} = -456,00 * 804,00 = -366.624,00 \text{ N} = -366,62 \text{ KN}$$

$$F_2 = f_{s2} * A_{s2} = 0,00 * 402,00 = 0,00 \text{ KN}$$

$$F_3 = f_{s3} * A_{s3} = 420 * 402,00 = 168.840,00 \text{ N} = 168,84 \text{ KN}$$

$$F_4 = f_{s4} * A_{s4} = 500 * 804,00 = 402.000,00 \text{ N} = 402,00 \text{ KN}$$

#### **Cálculo de la fuerza de compresión Nb**

$$N_b = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_b = 0,85 * 25 * 110,50 * 350 = -821.843,75 \text{ N} = -821,84 \text{ KN}$$

#### **Cálculo de la carga ductil**

$$P_{ductil} = N_b + \sum F_i$$

$$P_{ductil} = -821,84 - 366,62 + 168,84 + 402,00 = -617,62 \text{ KN}$$

#### **Cálculo del momento nominal respecto a yp**

$$\text{Para compresion } M_{ni} = F_i * (y_p - d_i)$$

$$M_{n1} = F_1 * (y_p - d_1) = 366,62 * \left( \frac{175 - 34}{1000} \right) = 51,69 \text{ KN} - m$$

$$Mn2 = F2 * (y_p - d_2) = 0,00 \text{ KN} - m$$

$$Mn3 = F3 * (y_p - d_3) = 168,84 * \left( \frac{220 - 175}{1000} \right) = 7,60 \text{ KN} - m$$

$$Mn4 = F4 * (y_p - d_4) = 402,00 * \left( \frac{316 - 175}{1000} \right) = 56,68 \text{ KN} - m$$

#### **Cálculo del momento nominal Mn**

$$Mn = Nb * \left( y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum Mi$$

$$Mn = 821,84 * \left( \frac{175 - 110,50 * 0,5}{1000} \right) + (51,69 + 7,60 + 56,68)$$

$$Mn = 214,38 \text{ KN} - m$$

**Pductil: ( 214,38 KN-m ;617,62 KN)**

#### **Compresión axial máxima**

$$Pn_{max} = 0,8P_o = 3.006,30 \text{ KN}$$

$$\emptyset Pn_{max} = 0,65 Pn_{max} = 1.954,09 \text{ KN}$$

**Pn(0 KN x m; 1.954,09 KN)**

#### **Cálculo del punto de tracción pura Pnt**

$$Pnt = A_s * F_y = 2.412,0 \text{ mm}^2 * 500 \text{ N/mm}^2 = 1.206,00 \text{ KN}.$$

**Pnt(0 KN x m;1.206,00 KN)**

Elaboración del diagrama de iteración

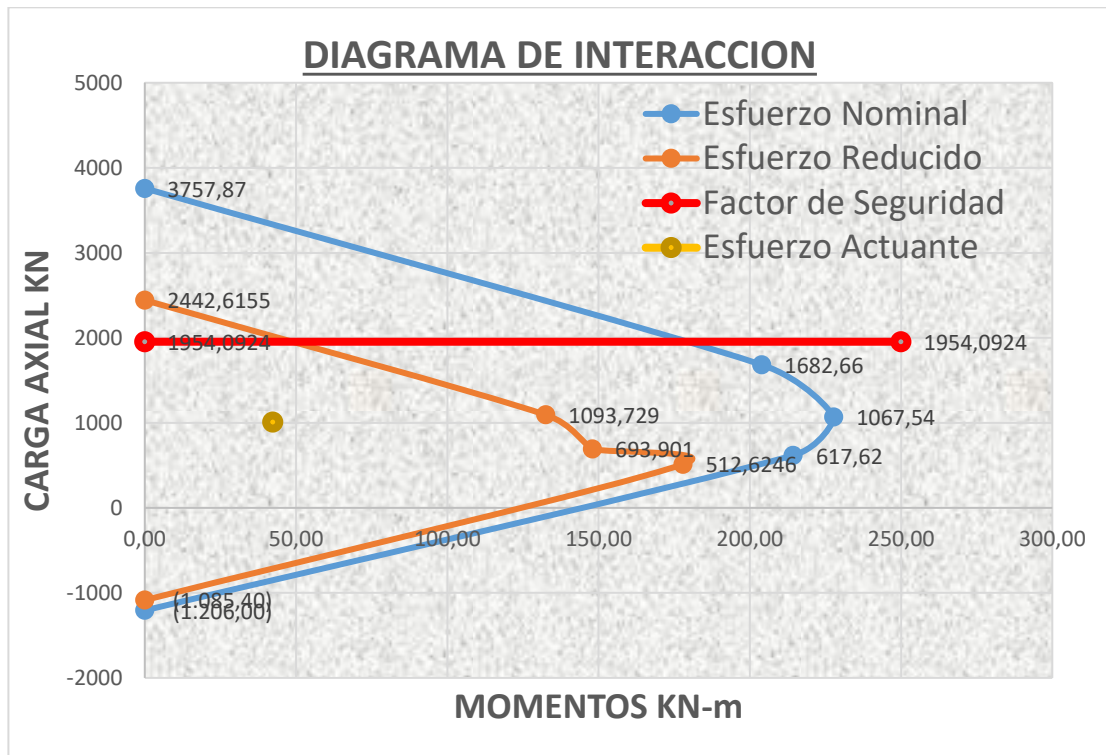
**Tabla 16 Dimensiones e inercia de los elementos que llegan a la columna**

|                        | <b>Pn</b> | <b>Mn</b> | <b>Ø</b> | <b>ØPn</b> | <b>ØMn</b> |
|------------------------|-----------|-----------|----------|------------|------------|
| <b>Compresión pura</b> | 3.757,87  | 0.00      | 0.65     | 2442.62    | 0          |
| <b>Frágil</b>          | 1682.66   | 203.95    | 0.65     | 1093.73    | 132.57     |
| <b>Balanceado</b>      | 1067.54   | 227.73    | 0.65     | 693.90     | 148.02     |
| <b>Dúctil</b>          | 617.62    | 214.38    | 0.83     | 512.62     | 177.93     |

|                      |          |      |     |          |   |
|----------------------|----------|------|-----|----------|---|
| <b>Tracción pura</b> | 1,206.00 | 0.00 | 0.9 | 1,085.40 | 0 |
|----------------------|----------|------|-----|----------|---|

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 42** Diagrama de interacción de la columna



Fuente: Elaboración propia

### Verificación a cortante

$$\phi V_n = \phi * (V_c + V_s)$$

Cálculo de la fuerza cortante del hormigón

$$d = 316 \text{ mm}$$

$$V_u = 10,23 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.009,78 \text{ N}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

Factor de concreto liviano  $\lambda=1$

Numero de ramas de estribo = 2

Factor de reducción de resistencia:  $\phi_c = 0,75$

$$V_c = 0,29 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0,29 * N_u}{A_g}}$$

$$V_c = 0,29 * 1 * \sqrt{25} * 500 * 316 * \sqrt{1 + \frac{0,29 * 1.009,78}{122.500,00}}$$

$$V_c = 229.373,67 \text{ N} = 229,37 \text{ KN.}$$

### Verificación de necesidad de acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi * V_c$$

$$V_s = 10,23 - 0,75 * 229,37$$

$$V_s = -161,80 \text{ KN}$$

(no requiere refuerzo de acero por cortante por lo tanto debe colocarse armadura mínima.)

### Refuerzo a cortante mínimo

$$S_{\text{asumido}} = 200 \text{ mm}$$

La armadura mínima de acuerdo a 11.5.6.1 se debe calcular mediante:

$$A_{v_{\text{mini}}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{16} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \geq \frac{\sqrt{25}}{16} * \frac{350 * 200}{500} = 43,75 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\text{mini}}} \geq 0,34 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \quad A_{v_{\text{mini}}} \geq 0,34 * \frac{350 * 200}{500} = 47,60 \text{ mm}^2$$

### Acero adoptado

$$N^{\circ} \text{barras} = 2 \text{ (1 por rama)}$$

$$\text{Diámetro de barra} = 6 \text{ mm} \quad A_v = 2 * \frac{\pi * (6)^2}{4} = 57 \text{ mm}^2$$

### Verificación de Espaciamiento mínimo

$$St_{min} \begin{cases} \geq 1,5 * d_{estribo} = 9 \text{ mm} \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 1,33 * d_{agregado} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{min} = 40 \text{ mm}$$

### Verificación de Espaciamiento máximo

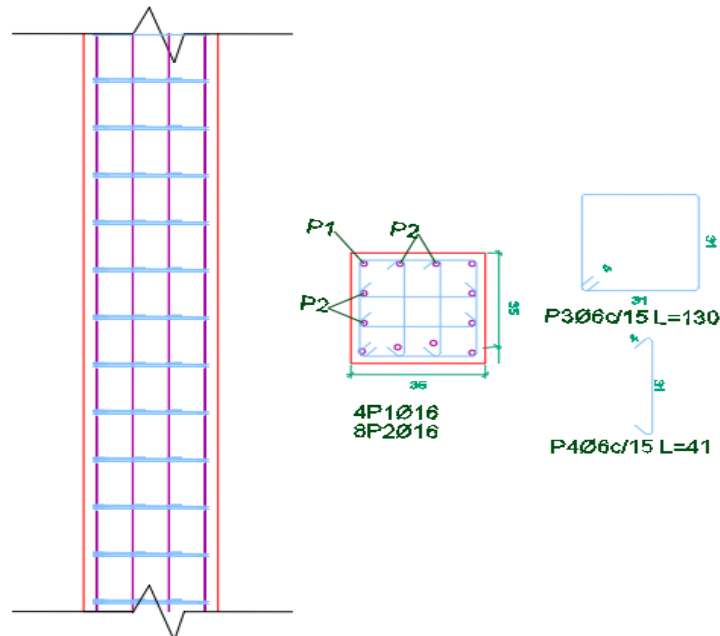
$$St_{max} \begin{cases} \leq 12 * d_{barra} = 192,00 \text{ mm} \\ \leq 36 * d_{estribo} = 216 \text{ mm} \\ \leq 300 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$St_{max} = 192,00 \text{ mm}$$

La separación asumida cumple con los requerimientos

Por lo tanto, armadura transversal de columna será:  $\phi 6\text{mm}$  c/15cm.

**Figura 43** Distribución de la armadura longitudinal y de corte en la columna



*Fuente: Elaboración propia*

### 3.5.5 Comprobación manual zapata aislada

Estado de servicio

$$P = 779,48 \text{ KN}$$

Estado limite ultimo

$$Pu = 1.031,23 \text{ KN}$$

$$M_x = 3,26 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux} = 4,32 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = -8,45 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = -11,22 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{adm.} = 150,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Datos de la columna:

$$b_1 = 0,35 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,35 \text{ m}$$

Se adoptará un peso aproximado de la zapata de 5% del peso de la normal en servicio

$$P_p = 0,10 * 779,48 = 77,95 \text{ KN}$$

Cálculo del área requerida

$$A = \frac{P_p + P}{q_{adm.}} = \frac{857,43 \text{ KN}}{150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 5,72 \text{ m}^2$$

$B = L$  (Asumiendo una zapata cuadrada)

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{5,72} = 2,39 \text{ m}$$

$$L = B = 2,45 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidades

$$e_x = \frac{M_y}{P} < \frac{B}{6}$$

$$e_x = -0,011 < 0,41 \text{ Ok cumple}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} < \frac{L}{6}$$

$$e_y = 0,0042 < 0,41 \text{ Ok cumple}$$

Cálculo de la capacidad del suelo

$$q_{\text{suelo}} = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_{\text{suelo}} = \frac{857,43}{2,45 * 2,45} * \left( 1 + \frac{6 * (0,011)}{2,45} + \frac{6 * (0,0042)}{2,45} \right)$$

$$q_{\text{suelo}} = 148,16 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Como el esfuerzo actuante en el suelo es muy próximo al esfuerzo admisible se diseñará con esa dimensión de la zapata.

Diagrama de cimentación del suelo bajo esfuerzos últimos

Cálculo de las excentricidades

$$e_x = -0,011 \text{ m}$$

$$e_y = 0,0042 \text{ m}$$

Cálculo del esfuerzo en el terreno

$$q_1 = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{857,43}{2,45 * 2,45} * \left( 1 + \frac{6 * (-0,011)}{2,45} + \frac{6 * (0,0042)}{2,45} \right) = 140,47 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_2 = \frac{1.069,79}{2,45 * 2,45} * \left( 1 + \frac{6 * (-0,011)}{2,45} - \frac{6 * (0,0042)}{2,45} \right) = 137,53 \text{ KN/m}^2$$

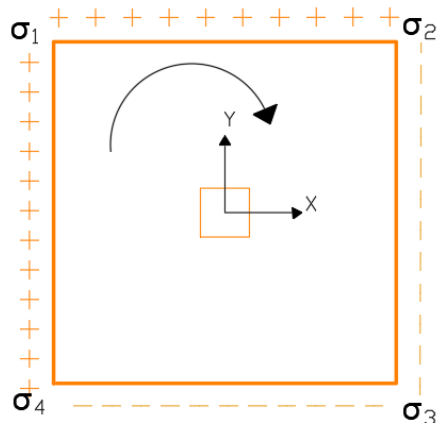
$$q_3 = \frac{P}{A} * \left( 1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{1.069,79}{2,45 * 2,45} * \left( 1 - \frac{6 * (-0,011)}{2,45} - \frac{6 * (0,0042)}{2,45} \right) = 145,22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_4 = \frac{P}{A} * \left( 1 - \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_4 = \frac{1.069,79}{2,45 * 2,45} * \left( 1 - \frac{6 * (-0,011)}{2,45} + \frac{6 * (0,0042)}{2,45} \right) = 148,16 \text{ KN/m}^2$$

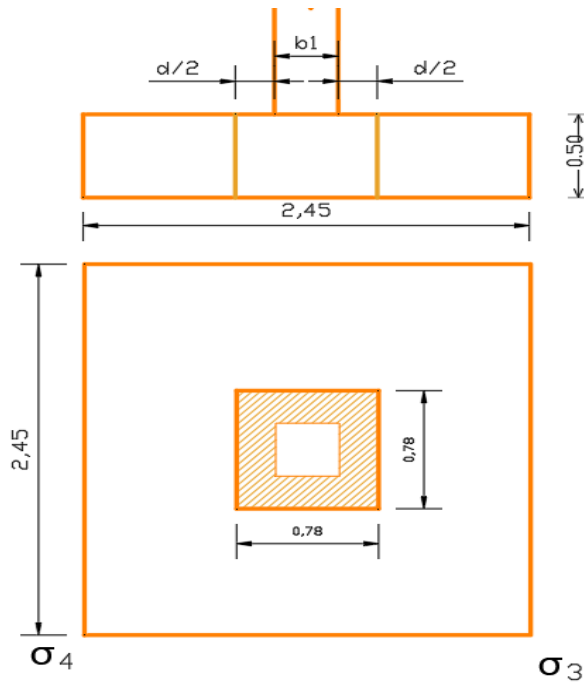
**Figura 44** Distribución de esfuerzos en la zapata



*Fuente: Elaboración propia*

### Cortante por punzonamiento

**Figura 45** Localización de esfuerzo critico por punzonamiento en la zapata



*Fuente: Elaboración propia*

Nos adoptamos un valor de  $h = 0,50$  m

Recubrimiento  $r = 0,07$  m

$$d = h - r$$

$$d = 0,50 - 0,07 = 0,43 \text{ m}$$

Cálculo de la fuerza por punzonamiento

$$V_{up} = P_u - \frac{q_2 + q_1}{2} * [(b_1 + d) * (b_2 + d)]$$

$$V_{up} = 857,43 - \frac{140,47 + 137,53}{2} * [(0,35 + 0,43) * (0,35 + 0,43)]$$

$$V_{up} = 772,86 \text{ KN}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 * d}$$

$$b_0 = 2 * ((b_1 + d) + (b_2 + d))$$

$$b_0 = 2 * ((0,35 + 0,43) + (0,35 + 0,43)) = 3,12 \text{ m}$$

$$U_{up} = \frac{772,86}{3,12 * 0,43} = 576,07 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$U_{up} = 0,58 \text{ MPa}$$

Esfuerzo que resiste el hormigon

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \\ \frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{3} \end{cases} \quad \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ columna esquina} \end{cases}$$

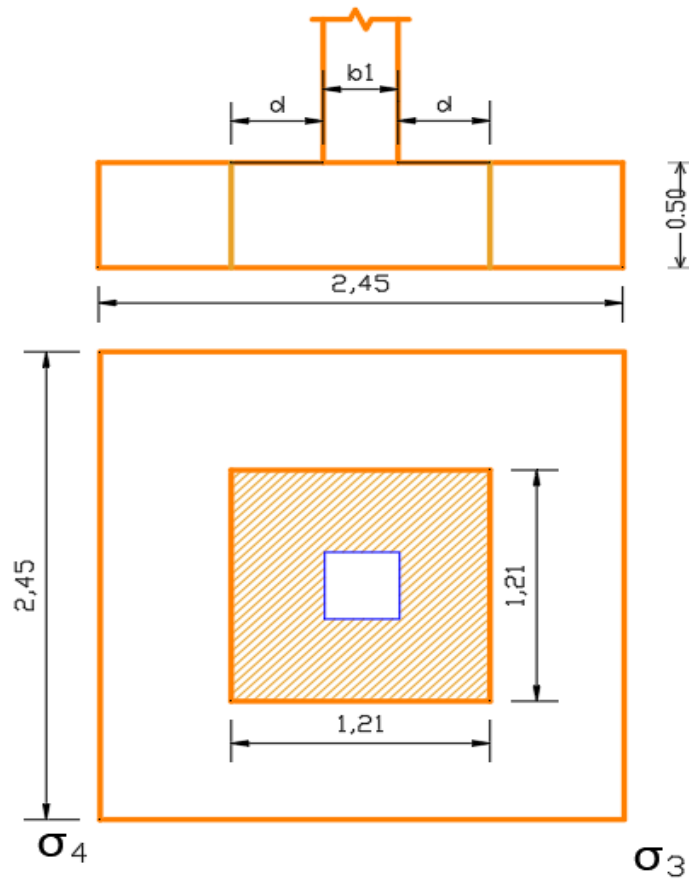
$\beta$  es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción.

$$\beta = \frac{b_1}{b_2} = \frac{0,35}{0,35} = 1$$

$$0,58 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 2,50 \text{ MPa} \\ 3,13 \text{ MPa} \\ 1,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

### Cálculo del esfuerzo a corte crítico

**Figura 46** Localización del esfuerzo critico por corte en la zapata



*Fuente: Elaboración propia*

$$q_{ud} = q_4 - \frac{q_4 - q_3}{L} \left[ \frac{(L - b_1)}{2} - d \right]$$

$$q_{ud} = 148,16 - \frac{148,16 - 145,22}{2,45} \left[ \frac{(2,45 - 0,35)}{2} - 0,43 \right]$$

$$q_{ud} = 147,42 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de la fuerza cortante

$$V_{ud} = \frac{q_4 + q_{ud}}{2} \left[ \frac{(L - b_1)}{2} - d \right] * L$$

$$V_{ud} = \frac{148,16 + 147,42}{2} * \left[ \frac{(2,45 - 0,35)}{2} - 0,43 \right] * 2,45 = 224,49 \text{ KN}$$

Cálculo del esfuerzo cortante

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{L * d} = \frac{224,49 \text{ KN}}{2,45 \text{ m} * 0,43 \text{ m}} = 213,09 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$U_{up} = \mathbf{0,21 \text{ MPa}}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$U_{up} \leq \frac{\phi * \sqrt{f'_c}}{6} \quad U_{up} \leq \frac{0,75 * \sqrt{25}}{6}$$

$$0,21 \text{ MPa} \leq 0,625 \text{ MPa} \text{ cumple!!!}$$

**Verificación si es rígida o flexible**

$$V \geq 2h \text{ flexible}$$

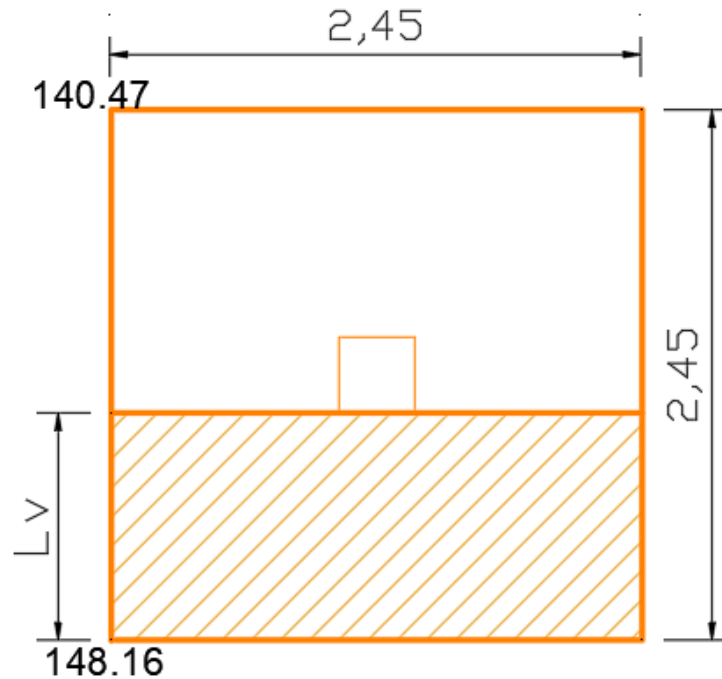
$$V \leq 2h \text{ rigida}$$

$$1,05 \geq 1,00 \text{ se trata de una zapata flexible}$$

**Diseño a flexión sección crítica cara de la columna x**

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna.

**Figura 47** Diseño a flexión en dirección X de la zapata



*Fuente: Elaboración propia*

$$M_u = \left[ \left( \frac{q_{u \max} - q_{uf}}{2} \right) \left( \frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} \frac{L_v^2}{2} \right] B$$

$$q_{uf} = q_{u \max} - \left( \frac{q_{u \max} - q_{u1}}{L} \right) \left( \frac{L - b_1}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 148,16 - \left( \frac{148,16 - 140,47}{2,45} \right) \left( \frac{2,45 - 0,35}{2} \right) = 144,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$L_v = \frac{L - b_2}{2} = \frac{2,45 - 0,35}{2} = 1,05 \text{ m}$$

$$M_u = \left[ \left( \frac{148,16 - 144,86}{2} \right) \left( \frac{2 * 1,05^2}{3} \right) + 144,86 * \frac{1,05^2}{2} \right] * 2,45$$

$$M_u = 198,61 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_u = 19,86 \times 10^7 \text{ N} - \text{mm}$$

Como la seccion es rectangular calculamos el bloque de compresion

$$a = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Suponiendo que la sección está controlada por tracción  $\phi = 0,9$

$$a = 430 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19,86 \times 10^7}{0,9 * 0,85 * 25 * 2450 * 430^2}} \right]$$

$$a = 9,97 \text{ mm}$$

Paso 2.- Calculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 9,97 * 2450}{500} = 1.038,13 \text{ mm}^2$$

De acuerdo de la NB1225001 15.10.4 para el caso de zapatas aisladas y combinadas las cuantías y las separaciones deberán ser como mínimo las que se especifican en vigas.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} b_w * d = \frac{\sqrt{25}}{4 * 500} * 2450 * 430 = 2.633,75 \text{ mm}^2$$

Como

$$A_{s,min} > A_{s,neces.} \text{ Se diseña con el Area minima}$$

$$A_{diseño} = 2.633,75 \text{ mm}^2$$

Adoptamos un diámetro de barra de 16 mm

$$N^{\circ}_{\text{bara}} = \frac{2.633,75}{201} = 13,10 = 14 \text{ barras}$$

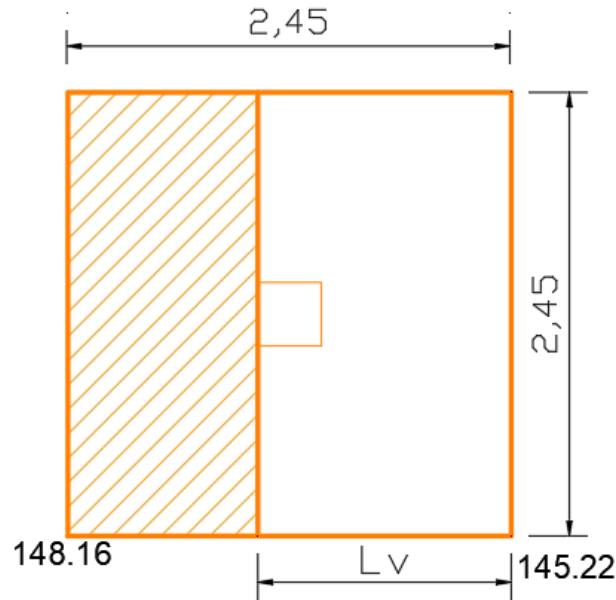
Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{2450 - 2 * 70 - 14 * 16}{14 - 1} = 160,46 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

14Ø16c/ 15 cm

### Diseño a flexión sección crítica cara de la columna Y

**Figura 48** Diseño a flexión en el eje Y de la zapata



*Fuente: Elaboración propia*

$$M_u = \left[ \left( \frac{q_{u \max} - q_{uf}}{2} \right) \left( \frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} \frac{L_v^2}{2} \right] B$$

$$q_{uf} = q_{u \max} - \left( \frac{q_{u \max} - q_{u1}}{B} \right) \left( \frac{B - b_2}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 148,16 - \left( \frac{148,16 - 145,22}{2,45} \right) \left( \frac{2,45 - 0,35}{2} \right) = 146,90 \frac{KN}{m^2}$$

$$L_v = \frac{B - b_2}{2} = \frac{2,45 - 0,35}{2} = 1,05 \text{ m}$$

$$M_u = \left[ \left( \frac{148,16 - 146,90}{2} \right) \left( \frac{2 * 1,05^2}{3} \right) + 146,90 * \frac{1,05^2}{2} \right] * 2,45$$

$$M_u = 199,53 \text{ KN} - \text{m}$$

$$M_u = 19,95 \times 10^7 \text{ N} - \text{mm}$$

Como la seccion es rectangular calculamos el bloque de compresion

$$a = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Suponiendo que la sección está controlada por tracción  $\phi=0,9$

$$a = 430 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19,95 \times 10^7}{0,9 * 0,85 * 25 * 2450 * 430^2}} \right]$$

$$a = 10,01 \text{ mm}$$

Calculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 10,01 * 2450}{500} = 1.042,29 \text{ mm}^2$$

De acuerdo de la NB1225001 15.10.4 para el caso de zapatas aisladas y combinadas las cuantías y las separaciones deberán ser como mínimo las que se especifican en vigas.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} b_w * d = \frac{\sqrt{25}}{4 * 500} * 2450 * 430 = 2.633,75 \text{ mm}^2$$

Como

$$A_{s,min} > A_{s,neces.} \text{ Se diseña con el Area minima}$$

$$A_{diseño} = 2.633,75 \text{ mm}^2$$

Adoptamos un diámetro de barra de 16 mm

$$N^{\circ}_{\text{barra}} = \frac{2.633,75}{201} = 13,10 = 14 \text{ barras}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{2450 - 2 * 70 - 14 * 16}{14 - 1} = 160,46 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

14Ø16c/ 15 cm

Cálculo de la longitud de anclaje

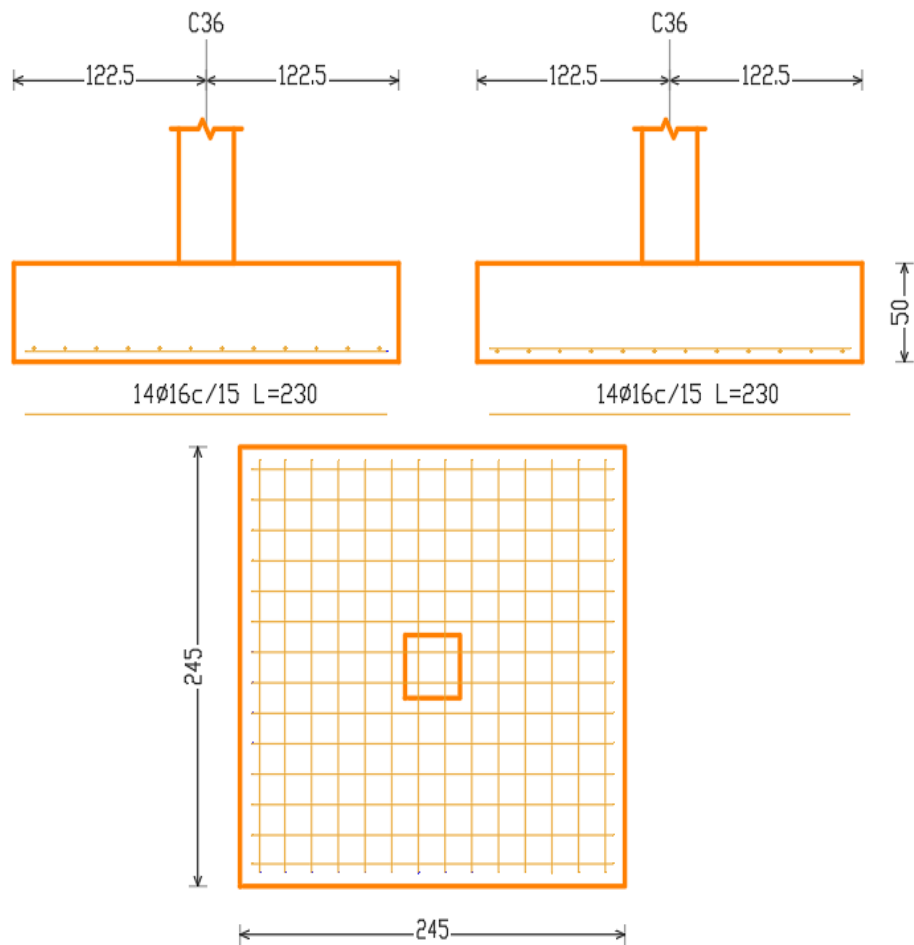
$$l_d = \frac{12 * f_y * \alpha * \beta}{25 * \sqrt{f'_c}} * d_b$$

$$l_d = \frac{12 * 500 * 1 * 1}{25 * \sqrt{25}} * 16 = 768,00 \text{ mm}$$

$$l_d \geq \left( \frac{B - b_1}{2} \right) - \text{Rec} \quad l_d \geq \left( \frac{2450 - 350}{2} \right) - 70$$

768,00 mm ≤ 980,00 mm No necesita ganchos

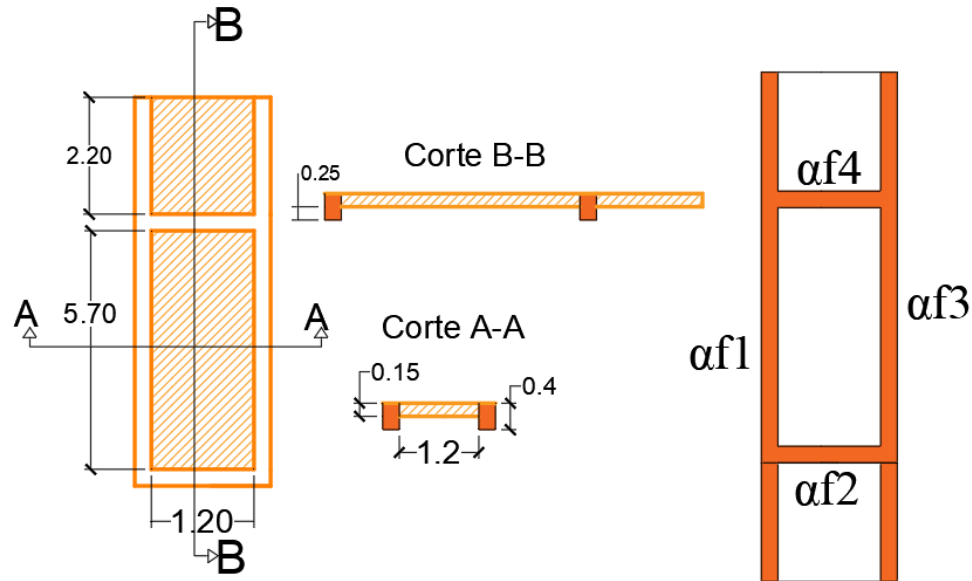
**Figura 49** Distribución de la armadura en la zapata en ambas direcciones



Fuente: Elaboración propia

### 3.5.6 Diseño de rampa

**Figura 50** Vista en planta y cortes de la rampa de diseño.



Fuente: Elaboración propia

$$l_1 = 5.700,00 \text{ mm}$$

$$l_2 = 1.200,00 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{5.700,00}{1.200,00} = 4,75$$

Cálculo de una altura tentativa de la losa

$$h_{\text{losa}} = \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

$$h_{\text{losa}} = \frac{(2 * 5.700,00 + 2 * 1.200,00)}{180} = 76,67 \text{ mm}$$

#### Inercias de viga

Sección de la viga= 250 mm x 400 mm

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{250 * 400^3}{12} = 1.333,0 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Inercia aproximada de la viga con ala efectiva

Viga de borde

$$I_b = 1,5 \frac{b * h^3}{12} = 1,5 * \frac{250 * 400^3}{12} = 2000 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Viga central

$$I_b = 2 * \frac{b * h^3}{12} = 2 * \frac{250 * 400^3}{12} = 2.666,67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

**Cálculo de  $\alpha_f$  ( $E_{cb}=E_{cs}$ )**

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_b} = \frac{200 \times 10^6}{\frac{(575 + 250) \times 100^3}{12}} = 29,09$$

$$\alpha_{f2} = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_b} = \frac{2.666,67 \times 10^6}{\frac{(3200 + 3200 + 250) \times 100^3}{12}} = 4,81$$

$$\alpha_{f3} = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_b} = \frac{200 \times 10^6}{\frac{(575 + 250) \times 100^3}{12}} = 29,09$$

$$\alpha_{f4} = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_b} = \frac{2.666,67 \times 10^6}{\frac{(3200 + 3200 + 250) \times 100^3}{12}} = 4,81$$

$$\alpha_{fm} = \frac{29,04 + 4,81 + 29,04 + 4,81}{4} = 16,93 > 2$$

Entonces:

$$h \geq \frac{l_1 * (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$$

$h \geq 90 \text{ mm}$  (se elige el mayor)

$$h \geq \frac{5.700,00 * (0,8 + \frac{500,00}{1.400,00})}{36 + 9 * 4,75}$$

$$h \geq 83,75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de diseño:  $rec = 20 \text{ mm}$  NB 1225001 (7.7)

Se adoptaría 100 mm. de la losa maciza, pero si consideramos que el recubrimiento mínimo que nos da la NB1225001 apartado 7.7 para este tipo de losa es 20 mm no

cumpliría con el espaciamiento libre entre barras, es por tal motivo que se decide trabajar con una altura mínima de  $h=150$  mm.

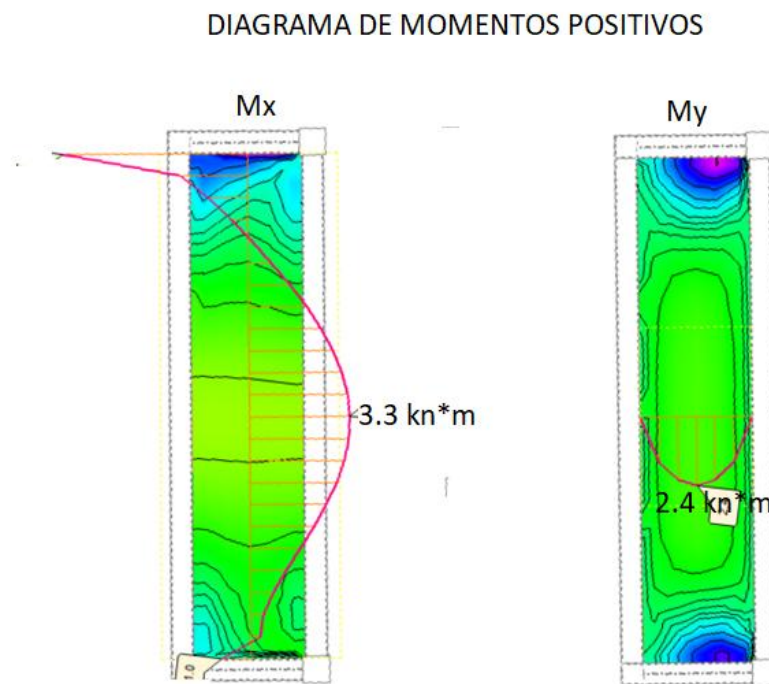
### Armadura para momentos positivos en la dirección x-y

Analizamos para un ancho unitario

$l_{1x}= 5,70$  (m). longitud entre caras de apoyo

$l_{2y}= 1,20$  (m). longitud entre caras de apoyo

**Figura 51** Momentos positivos actuantes en la losa maciza de la rampa



*Fuente: Cypecad 2018*

$$M_x = +3,30 \text{ kN}\cdot\text{m} = 3.300,00 \times 10^3 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_y = +2,40 \text{ kN}\cdot\text{m} = 2.400,00 \times 10^3 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Análisis por rectángulo equivalente de Whitney para hallar la profundidad del bloque de compresión (a)

$$M = N_c * Z$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_{(x,y)} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_{(x,y)} * \left( h - r - \frac{a_{(x,y)}}{2} \right)$$

$$a_x = 0,14 \text{ mm}$$

$$a_y = 0,11 \text{ mm}$$

$$N_{c1} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_x$$

$$N_{c2} = 0,85 * \emptyset * f'_c * b * a_y$$

$$N_{c1} = 0,85 * 0,9 * 25 * 1000 * 0,14$$

$$N_{c2} = 0,85 * 0,90 * 25 * 1000 * 0,11$$

$$N_{c1} = 2.677,50 \text{ N}$$

$$N_{c2} = 22.376,25 \text{ N}$$

$$\sigma_x = \frac{N_{c1}}{A}$$

$$\sigma_y = \frac{N_{c2}}{A}$$

$$A_{sx} = 16,83 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} = 44,75 \text{ mm}^2$$

### Armadura mínima en losa maciza

En el apartado 7.12.2 nos da La cuantía de la armadura de retracción y temperatura debe será menos igual a los valores dados a continuación

$$\rho = \frac{A_s}{b * h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es  $\rho = 0,0015$

$$A_{s_{mini}} = 0,0015 * 1000 * 150 = 225 \text{ mm}^2$$

Como la armadura mínima es mayor que la necesaria para los momentos x,y se diseña con la mínima.

$$5\emptyset 8 = A_s = 251 \text{ mm}^2$$

### Separación máxima y mínima

Diámetro del agregado 19 mm

$$S \geq \frac{4}{3} * 19 = 25,33 \text{ mm}$$

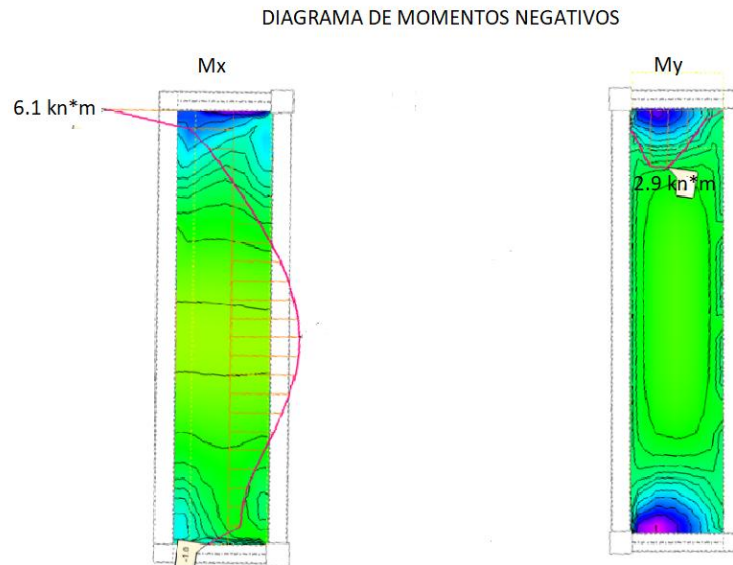
$$S \leq \begin{cases} 3 * (150) = 450 \text{ mm} \\ 25 * (8) = 200 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

### Separación Calculada

$$S = \frac{bw}{N_{\text{barra}} - 1} = \frac{1000}{5 - 1} = 250 \text{ mm cumple}$$

### Armadura para momentos negativos en la dirección x-y

**Figura 52** Momentos negativos de diseño en la losa maciza de la rampa



*Fuente: Cypecad 2018*

$$M_x = -0,52 \text{ Tn}\cdot\text{m} = -5.200 \times 10^3 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_y = -1,36 \text{ Tn}\cdot\text{m} = -13.600 \times 10^3 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Análisis por rectángulo equivalente de Whitney para hallar la profundidad del bloque de compresión (a)

$$M = N_c \cdot Z$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_{(x,y)} = 0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot a_{(x,y)} \cdot \left( h - r - \frac{a_{(x,y)}}{2} \right)$$

$$a_x = 2,11 \text{ mm}$$

$$a_y = 5,59 \text{ mm}$$

$$N_{c1} = 0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot a_x$$

$$N_{c2} = 0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot a_y$$

$$N_{c1} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot 2,11$$

$$N_{c2} = 0,85 \cdot 0,90 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot 5,59$$

$$N_{c1} = 40.353,75 \text{ N}$$

$$N_{c2} = 106.908,75 \text{ N}$$

$$\sigma_x = \frac{N_{c1}}{A}$$

$$A_{sx} = 80,71 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{N_{c2}}{A}$$

$$A_{sy} = 213,82 \text{ mm}^2$$

### **Armadura mínima en losa maciza**

En el apartado 7.12.2 nos da La cuantía de la armadura de retracción y temperatura debe será menos igual a los valores dados a continuación

$$\rho = \frac{A_s}{b * h}$$

Si se está trabajando con un acero mayor a 420 MPa la cuantía mínima es:

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

Entonces para un Acero 500 MPa la cuantía es  $\rho=0,0015$

$$A_{s_{mini}} = 0,0015 * 1000 * 150 = 225 \text{ mm}^2$$

Como la armadura mínima es mayor que la necesaria para los momentos x, y se diseña con la mínima

$$5\phi 8 = A_s = 251 \text{ mm}^2$$

Diámetro del agregado 19 mm

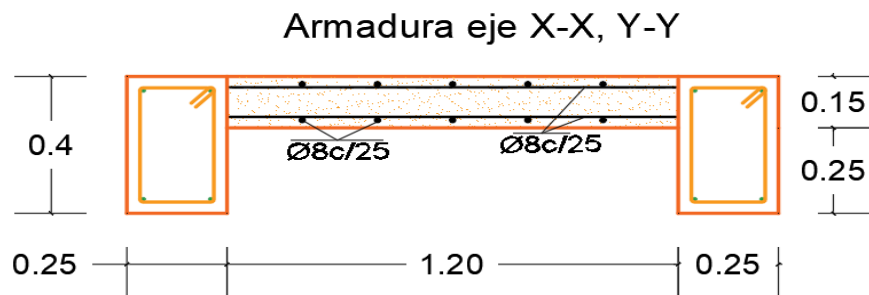
$$S \geq \frac{4}{3} * 19 = 25,3 \text{ mm}$$

$$S \leq \begin{cases} 3 * (150) = 450 \text{ mm} \\ 25 * (8) = 200 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

### **Separación Calculada**

$$S = \frac{bw}{N_{barra} - 1} = \frac{1000}{5 - 1} = 250 \text{ mm cumple}$$

**Figura 53** Distribución de la armadura en la losa maciza



*Fuente: Elaboración propia*

### 3.5.7 Diseño de la escalera

Datos:

**Tabla 17** Datos de la Escalera en Estudio

| Tramo 1    |                                   |             |       |
|------------|-----------------------------------|-------------|-------|
| Geometría  | Ancho                             | 1.45        | m     |
|            | Espesor                           | 0.15        | m     |
|            | Huella                            | 0.3         | m     |
|            | Contrahuella                      | 0.18        | m     |
|            | Desnivel que salvar               | 3.96        | m     |
|            | N° de escalones                   | 22          | -     |
|            | Planta final                      | primer piso | -     |
|            | Planta inicial                    | cimentación | -     |
| Cargas     | Peso propio                       | 3.68        | KN/m2 |
|            | Peldaño (Hormigonado con la losa) | 1.89        | KN/m2 |
|            | Solado                            | 1           | KN/m2 |
|            | Barandillas                       | 0.3         | KN/m2 |
|            | Sobrecarga de uso                 | 3           | KN/m2 |
| Materiales | Hormigón                          | H-25        | -     |
|            | Acero                             | AH-500      | -     |
|            | Rec. Geométrico                   | 3           | cm    |

*Fuente: Elaboración propia*

➤ **Canto útil**

Se puede usar la siguiente expresión:

$$d = h - \left( r + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$d = 0,15 - \left( 0,03 + \frac{0,012}{2} \right) = 0,114 \text{ m}$$

Donde:

h= Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento mínimo

Ø = Diámetro de la armadura

➤ **Cálculo de las cargas y esfuerzos que actúan sobre la escalera**

Usando la combinación de carga correspondiente tenemos:

$$Q_{(baranda,descanso)} = 1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV}.$$

**Tabla 18** Análisis de Cargas que Actúan Sobre la Escalera

|                 | Cargas           | Peso distribuido | Total |      | Q rampa |
|-----------------|------------------|------------------|-------|------|---------|
|                 |                  | KN/m2            | KN/m2 | KN/m | KN/m    |
| <b>RAMPA</b>    | Peso propio losa | 3,68             |       |      |         |
|                 | Carga Muerta     | Peso peldaño     | 1,89  | 6,87 | 10,31   |
|                 |                  | Baranda          | 0,30  |      | 19,57   |
|                 |                  | Piso terminado   | 1,00  |      |         |
|                 | Carga Viva       | Sobre carga      | 3,00  | 3,00 | 4,50    |
|                 | Cargas           | Peso distribuido | Total |      | Q desc. |
|                 |                  | KN/m2            | KN/m2 | KN/m | KN/m    |
| <b>DESCANSO</b> | Carga Muerta     | Peso propio losa | 3,68  |      |         |
|                 |                  | Piso terminado   | 1,00  | 4,68 | 7,02    |
|                 |                  |                  |       |      | 15,62   |

|            |             |      |      |      |
|------------|-------------|------|------|------|
| Carga Viva | Sobre carga | 3,00 | 3,00 | 4,50 |
|------------|-------------|------|------|------|

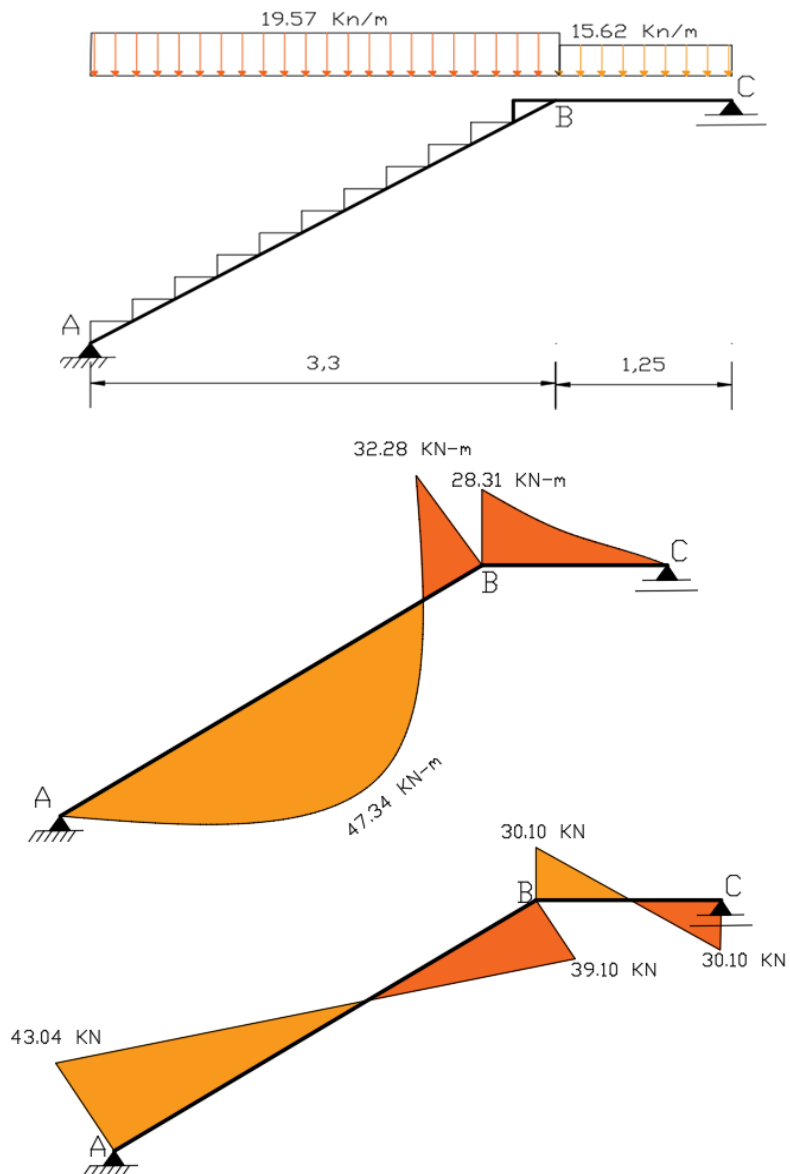
*Fuente: Elaboración propia*

### Cálculo de las Armaduras

#### Para la armadura en el vano o Sección A-A

Se la analiza como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo.

**Figura 54** Viga de la escalera.



*Fuente: Elaboración propia.*

$$Mu(+) = 47,34 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Mu(-) = 32,28 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Vu = 43,04 \text{ KN}$$

- **Cálculo de la armadura positiva**

Para calcular la armadura necesaria para resistir la flexión, se puede usar el diagrama de distribución rectangular equivalente de tensiones, del cual por equilibrio se puede sacar las siguientes expresiones:

$$a = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 114 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4,73 \times 10^7}{0,9 * 0,85 * 25 * 1450 * 114^2}} \right] = 16,10 \text{ mm}$$

Calculo armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 16,10 * 1450}{500} = 992,16 \text{ mm}^2$$

La cuantía mínima de acero de acuerdo a la NB1225001 es:

$$A_{s,min} \geq \frac{1,4}{f_y} b_w * d \geq \frac{1,4}{500} * 1450 * 114 = 462,84 \text{ mm}^2$$

Como la armadura necesaria es mayor que la mínima se diseña con la armadura necesaria

$$A_{s,neces.} = 992,16 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b = 1,45 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro de la barra} = 12 \text{ mm}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{992,16}{78,5} = 8,78 = 9 \text{ barras } \phi 12$$

Separación

$$S = \frac{b - 2 * r - (N + 1) * \phi_{\text{barra}}}{(N - 1)}$$

$$S = \frac{1450 - 2 * 36 - (9 + 1) * 12}{(9 - 1)} = 157,25 \text{ mm}$$

Calculo del nuevo número de barras con el nuevo espaciamiento

$$11 \phi 12 \text{ C/15}$$

- **Cálculo de la armadura para el momento negativo**

Para calcular la armadura necesaria para resistir la flexión, se puede usar el diagrama de distribución rectangular equivalente de tensiones, del cual por equilibrio se puede sacar las siguientes expresiones:

$$a = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{\phi * 0,85 * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 114 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3,23 * 10^7}{0,9 * 0,85 * 25 * 1450 * 114^2}} \right] = 10,72 \text{ mm}$$

Calculo armadura necesaria

$$A_{s.\text{neces.}} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = \frac{0,85 * 25 * 10,72 * 1450}{500} = 660,62 \text{ mm}^2$$

La cuantía mínima de acero de acuerdo a la NB1225001-1 es:

$$A_{s.\text{min}} \geq \frac{1,4}{f_y} b_w * d \geq \frac{1,4}{500} * 1450 * 114 = 462,84 \text{ mm}^2$$

Como la armadura necesaria es mayor que la mínima se diseña con la armadura necesaria

$$A_{s.neces.} = 660,62 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b = 1,45 \text{ m}$$

Diámetro de la barra = 10 mm

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{660,62}{78,5} = 8,41 = 8 \text{ barras } \emptyset 10$$

Separación

$$S = \frac{b - 2r - (N + 1) * \emptyset_{barra}}{(N - 1)}$$

$$S = \frac{1450 - 2 * 36 - (8 + 1) * 10}{(8 - 1)} = 20,14 \text{ mm}$$

Calculo del nuevo número de barras con el nuevo espaciamiento

$$8 \emptyset 10 \text{ C/20}$$

- Refuerzo de momento negativo**

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0018 * 3900 * 114 = 800,28 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{800,28}{78,50} = 13,13 = 11 \text{ barras } \emptyset 10$$

$$S = \frac{b - 2r - (N + 1) * \emptyset_{barra}}{(N - 1)}$$

$$S = \frac{3900 - 2 * 36 - (11 + 1) * 10}{(11 - 1)} = 307,20 \text{ mm}$$

Se adoptará una máxima separación de 200 mm, con el cual se volverá a calcular la cantidad de varillas de refuerzo

$$20 \emptyset 10 \text{ C/20}$$

- **Refuerzo transversal por temperatura**

Debido a que los momentos flectores en dirección Y en la rampa son pequeñas, se pondrá armadura mínima para prevenir la fisuración por efecto de la retracción y la gradiente de temperatura, y en el descanso se colocará la requerida por el cálculo.

$$\text{Si } f_y > 420 \text{ MPa, entonces la cuantía } \frac{0,0018 * 420}{f_y} \geq 0,0014$$

$$A_{st} = 0,0015 * 3900 * 114$$

$$A_{st} = 666,90 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barra} = \frac{666,90}{78,5} = 9 \text{ barras}$$

$$S = \frac{b - 2r - (N + 1) \times \phi_{\text{barra}}}{(N - 1)}$$

$$S = \frac{3900 - 2 * 36 - (9 + 1) * 10}{(9 - 1)} = 466,00 \text{ mm}$$

Se adoptará una máxima separación de 200 mm, con el cual se volverá a calcular la cantidad de varillas de refuerzo

$$20\phi 10 \text{ C/20}$$

La armadura de retracción y temperatura debe cumplir:

$$S_{\min} \quad \left\{ \begin{array}{l} \leq 3h \text{ (de la losa)} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Diseño a cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante está basado en:

Del diagrama de cortante a una distancia (d) se obtiene  $V_u = 43,04 \text{ KN}$

$$V_u = \phi * V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = \phi * (V_c + V_s)$$

### Resistencia proporcionada por el concreto

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d \text{ (N)}$$

$b_w = 1450 \text{ mm}$

$d = 114 \text{ mm}$

$$V_c = 136,54 \text{ [KN]}$$

### Diseño del refuerzo de cortante (NB1225001)

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a la siguiente prescripciones:

1.- Si  $V_u < \phi V_c$  No necesita refuerzo por cortante

Donde: 0,75 Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

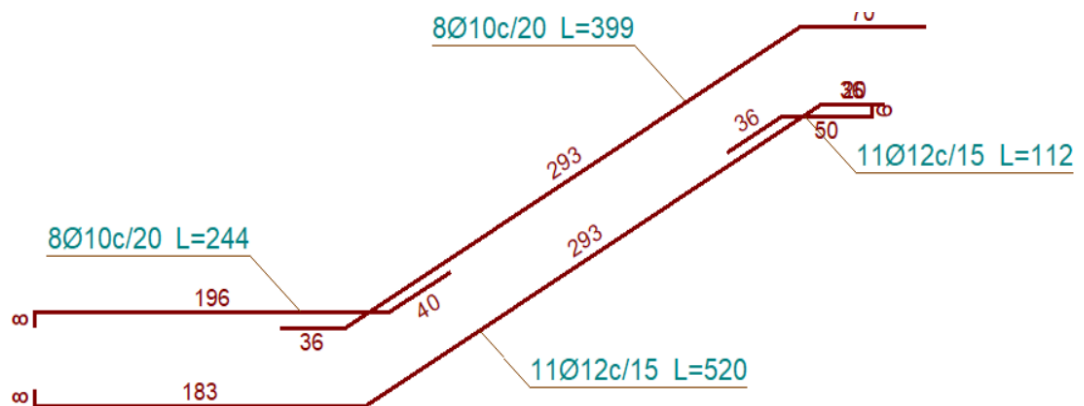
$V_u = 39,62 \text{ KN}$ . Valor obtenido del diagrama de envolventes de cortantes

$$\text{Si } 43,04 < 0,75 * 136,54 \text{ KN}$$

$$\text{Si } 43,04 < 102,41 \text{ KN}$$

No necesita armadura de refuerzo el hormigón resiste el esfuerzo cortante

### Figura 55 Diseño de la armadura de la escalera



Fuente: Elaboración propia

### **3.6 Estrategias para la ejecución del proyecto**

**3.6.1. Especificaciones Técnicas.** - Las especificaciones técnicas se encuentra en el ANEXO 5

**3.6.2. Cálculos Métricos.** - Los cálculos métricos se desarrollaron a partir de los planos estructurales, se encuentra detallado en el ANEXO 6

**3.6.3. Precios Unitarios.** - Se realizó en el software PRESCOM 2013, Se encuentra a detalle en el ANEXO 7.

**3.6.4. Presupuesto General.** - Ver el ANEXO 8

**3.6.5. Cronograma de ejecución del proyecto.** - Ver el ANEXO 9

# CAPÍTULO IV

## **CAPITULO IV**

### **4 APORTE ACADÉMICO: LOSAS DE ENTREPISOS CON PLACAS COLABORANTES**

#### **4.1 Losa Steel Deck**

##### **4.1.1 Sistema de losa steel deck o losa colaborante**

El sistema de losa colaborante es una estructura mixta de entrepiso, conformada por láminas de acero formadas en frío y una losa de concreto reforzada cuyo propósito es actuar de manera monolítica conformando una sección compuesta, apoyada regularmente sobre envigados metálico o de hormigón armado; así también pueden apoyarse convenientemente sobre muros estructurales de hormigón armado o muros de mampostería.

##### **4.1.2 Componentes del sistema de losas steel deck**

###### **4.1.2.1 Placa Colaborante**

Las láminas de acero vienen en presentaciones de diferentes formas y tamaños incluyendo relieves a lo largo de la lámina que garantiza la adherencia entre la placa y el concreto, por lo general una de las superficies de las láminas tiene un acabado galvanizado para garantizar la resistencia a la corrosión, el tipo de galvanizado dependerá del tipo de ambiente al cual será expuesto.

Las láminas de Metaldeck se fabrican a partir de láminas de acero al carbono galvanizada; calidad estructural que cumplen con las siguientes especificaciones:

- Norma NTC 4011 y ASTM A653 (Estructural Grado 40 y Grado 50).
- Reglamento NSR-10.
- Espesor mínimo para Metaldeck, 0.75mm; de acuerdo con lo especificado en el Reglamento NSR-10 y según el SDI (Steel Deck Institute).
- Espesor del recubrimiento de zinc, 180g/m<sup>2</sup> - Z180 (G60). De acuerdo con lo especificado en el Reglamento NSR-10.

**FIGURA 55** Propiedades mecánicas de Metaldeck.

| Propiedades Mecánicas              |                                 |       |                                 |       |                         |
|------------------------------------|---------------------------------|-------|---------------------------------|-------|-------------------------|
| Normativa                          | Resistencia a la Fluencia, mín. |       | Resistencia a la Tracción, mín. |       | Elongación en 50mm mín. |
|                                    | MPa                             | psi   | MPa                             | psi   | %                       |
| Metaldeck ASTM A653/A653M Grado 40 | 275                             | 40000 | 380                             | 55000 | 16                      |
| Metaldeck ASTM A653/A653M Grado 50 | 340                             | 50000 | 450                             | 65000 | 12                      |

*Fuente: (Ficha Técnica: Las Lomas. Ficha técnica Metaldeck)*

#### 4.1.2.2 Espesor Mínimo Entregado

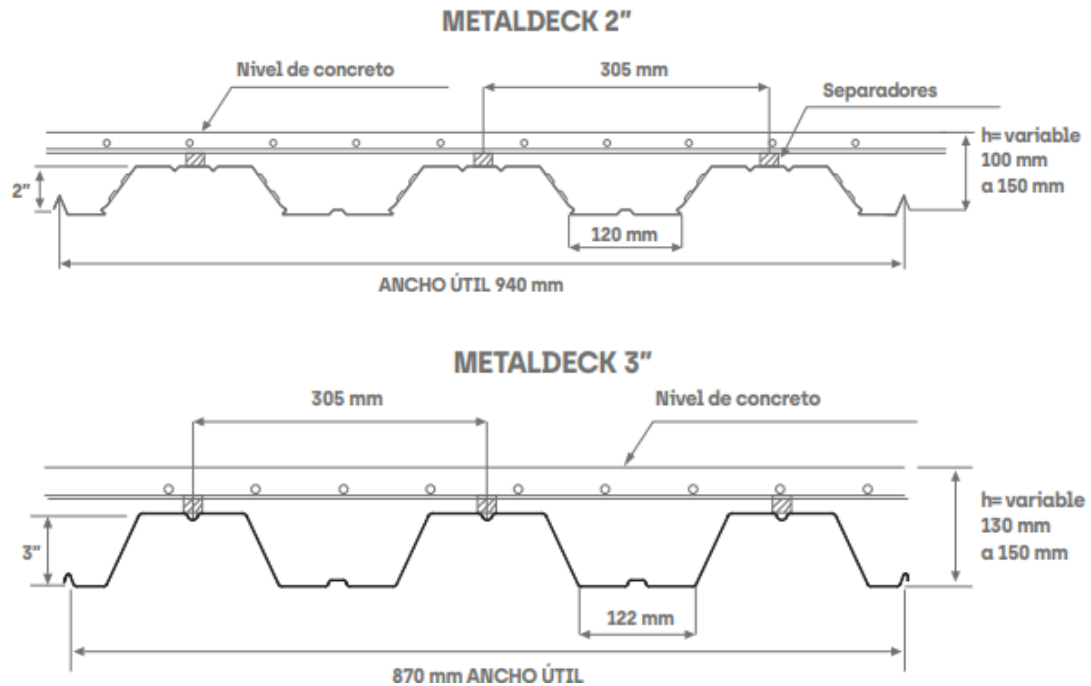
El espesor mínimo de la placa metálica corresponde a un espesor de acero de 0.75mm (Calibre 22) de acuerdo con la sección F.4.7.2.1 y la tabla F.4.7.2.2 del NSR-10. Se acepta una tolerancia del 5% en el espesor de acero base por lo que el espesor de acero no debe ser menor al 95% del espesor de diseño.

**Tabla 19** Espesores mínimos de placa Metaldeck

| Calibre (tipo No.) | Espesor de diseño |        | Espesor mínimo |        |
|--------------------|-------------------|--------|----------------|--------|
|                    | mm                | plg    | mm             | plg    |
| 22                 | 0.75              | 0.0295 | 0.710          | 0.0283 |
| 20                 | 0.90              | 0.0354 | 0.855          | 0.0337 |
| 18                 | 1.20              | 0.0472 | 1.140          | 0.0449 |
| 16                 | 1.50              | 0.0591 | 1.425          | 0.0561 |

*Fuente: (Ficha Técnica: Las Lomas. Ficha técnica Metaldeck)*

**Figura 56** Formas y dimensiones transversales disponibles.



*Fuente: (Ficha Técnica: Las Lomas. Ficha técnica Metaldeck)*

#### 4.1.2.3 Funciones y características de la placa de acero (Steel Deck)

Las placas de acero tienen dos funciones principales:

- **Servir como encofrado durante el vaciado de la losa de concreto:** Antes del endurecimiento del concreto fresco, la lámina debe soportar su propio peso más el peso propio del concreto fresco y las cargas adicionales de construcción. En este punto se deben verificar tanto los esfuerzos como las deflexiones máximas las cuales se compararán con las admisibles.
- **Actúa como refuerzo positivo de la losa una vez que el concreto haya fraguado:** Esta propiedad de la lámina de actuar como refuerzo de la losa le da características de lámina colaborante. Una vez endurecido el concreto fresco, el concreto y el acero actúan en forma compuesta para resistir cargas muertas y vivas. La interacción se forma a partir de una combinación de adherencia superficial entre el concreto y el acero y por medios mecánicos mediante la restricción impuesta por la forma de la lámina a través de resaltes en la superficie, hendiduras o dispositivos para

transferencia de cortante como pernos (studs) o alambres transversales uniformemente espaciados. En este estado deben calcularse también los esfuerzos y deflexiones máximas y compararlas con las admisibles correspondientes.

#### **4.1.2.4 Hormigón de la losa**

Principalmente es el elemento que trabaja a compresión, las recomendaciones más importantes son:

- La resistencia a la compresión de diseño mínima será de 25 Mpa o la requerida por exposición al fuego o durabilidad.
- No se permite el uso de aditivos o acelerantes que contengan sales clorhídricas o fluoruros ya que estos pueden producir corrosión sobre la lámina de acero.
- Se realizará necesariamente el proceso de vibrado al concreto para garantizar la adherencia mecánica entre el acero y el hormigón.
- El curado se efectuará como mínimo hasta 7 días posteriores al vaciado.

El diseño de entrepiso con el sistema Deck comprende dos etapas de comportamiento básicas las cuales se mencionan a continuación:

- Cuando el concreto fresco aún no ha endurecido: en el cual la lámina colaborante funciona principalmente como encofrado.
- Cuando el concreto endurece y la losa trabaja como sección compuesta, es decir existe una unión consistente entre el concreto y la lámina colaborante.

#### **4.1.2.5 Conectores**

Son elementos de acero que tiene como función principal tomar los esfuerzos de corte que se generan en la sección compuesta permitiendo que ambos materiales trabajen de forma unida.

La losa transfiere las cargas de gravedad por una interacción de fuerzas de compresión sobre la viga en la cual se apoya. Además, en la parte de contacto de la losa se producen fuerzas de corte a lo largo de su longitud.

Consideraciones que tomar en cuenta:

- Los conectores de corte controlan y reducen las deformaciones.
- Otra función importante de estos elementos es aportar resistencia a la flexión a la losa compuesta, incrementando su ductilidad para llegar a deflexiones.
- Las dimensiones de los conectores de corte utilizados en el sistema compuesto dependerán del diseño del Ingeniero estructural.
- Los conectores de corte son elementos de una sola pieza con protección galvánica electroquímica de zinc conforme a ASTM B633.
- La cantidad de conectores por valle no debe ser mayor a 3 en el sentido transversal.
- La altura del conector de corte debe estar entre 3" a 7".
- La longitud de los conectores mínima  $\geq 4d$ .
- El diámetro del conector de corte no debe ser mayor de  $\frac{3}{4}$ ".

#### **4.1.2.6 Refuerzo por retracción y temperatura.**

El refuerzo por retracción tiene como propósito evitar las fisuras que se produce por la retratación de fraguado del concreto y los cambios térmicos que ocurran. Las mallas de temperatura pueden ser de varillas de acero de refuerzo amarradas con alambre o mallas electrosoldadas.

#### **4.1.3 Proceso Constructivo**

El proceso de construcción es muy sencillo y variará en algunos detalles dependiendo de la materialidad de la estructura soportante. Como hemos mencionado, el steel deck se puede usar sobre estructuras de envigados metálicos o vigas de hormigón armado e incluso, sobre estructuras de madera. Es necesario considerar y respetar estrictamente las recomendaciones de diseño estructural emitidas por los productores y por el profesional responsable del cálculo estructural del edificio. Las recomendaciones de instalación que se presentan a continuación son genéricas y no reemplazan en ningún caso el diseño y proyecto estructural específico a cada situación de proyecto. Las etapas son, al menos, las siguientes.

**Estructura soportante:** la faena de confección de una losa de entrepiso mediante el uso de losa colaborante se puede enfrentar una vez completa y recibida la estructura base que servirá de apoyo a la losa. El diseño y cálculo de la estructura principal del

edificio deberá considerar oportunamente el uso del sistema de steel deck a fin de proveer los apoyos necesarios a los distanciamientos recomendados por el fabricante y el calculista que aseguren el comportamiento esperado para el edificio y la losa, habida consideración de las cargas vivas y muertas que actuarán sobre él.

Instalación de las placas o chapas de steel deck: las chapas se disponen en el área a cubrir por la losa de entrepiso asegurando los apoyos recomendados (en general 40mm) considerando la instalación del sistema de alzaprimas o apoyos temporales que se requiera.

**Instalación de Pernos de Corte:** para asegurar la conexión entre la losa de hormigón y la estructura de vigas soportantes, se deben instalar los pernos de corte (o de cortante) según disposición, sección y distanciamiento, detalladas en el proyecto de cálculo. Estos pernos conectores de cortante materializan efectivamente la conexión entre la losa de hormigón y las vigas de la estructura de edificio, evitando los deslizamientos relativos entre estos elementos estructurales y permitiendo que la estructura resultante responda como una estructura mixta acero-hormigón.

**Instalación de Instalaciones embutidas:** en el paso siguiente se deben instalar los tendidos de las instalaciones que quedarán embutidas en la losa que típicamente son instalaciones eléctricas y de corrientes débiles e instalaciones de calefacción (losa radiante). Las instalaciones de agua se tratan de reducir al máximo mientras en muchos países ya no se recomienda ni se acepta el tendido de instalaciones de gas. Es importante que el tendido de estas instalaciones se haga según las recomendaciones usuales para este tipo de trabajos, cuidando los distanciamientos recomendados a los tendidos paralelos de servicios incompatibles y evitando densidades de tuberías que generen discontinuidades en la losa o dificulten el vertido y vibrado del hormigón.

**Instalación de malla electro soldada:** Una vez hechas y recibidas los tendidos de las instalaciones se procede a la instalación de las mallas electro soldadas de refuerzo las que deberán cumplir con lo detallado en el proyecto de cálculo estructural. Adicionalmente, en los casos que corresponda, se deben instalar la enfierradura de

refuerzo en las zonas que corresponda a proyecto. Es importante cuidar que ni la malla electro soldada ni la enfierradura de refuerzo queden en contacto con el nervio del steel deck. Se recomienda que exista una separación de a lo menos 25mm entre la malla de retracción y el steel deck, para lo cual se recomienda el uso de distanciadores o separadores.

**Instalación de los testeros:** finalmente, se deberán instalar, asegurar y sellar los elementos que actuarán como encofrado en los bordes y que darán la altura de la losa.

**Vaciado del Hormigón:** el proceso de vaciado, vibrado y curado del hormigón se debe ajustar a la especificación correspondiente en cada caso.

#### **4.1.4 Ventajas y desventajas**

##### **4.1.4.1 Ventajas**

Entre las diferentes ventajas de este tipo de sistema de losa tenemos:

- **La lámina de acero sirve como encofrado del concreto fresco y permanece en su sitio permanentemente:** Un gran porcentaje del costo total de los sistemas de piso ha sido la operación de colocar y remover el encofrado bien sea de acero o madera. Eliminando esta operación, los beneficios económicos son notables.
- **Facilidad de instalación de las láminas de acero:** Como estas láminas son livianas, su manejo y colocación se facilita, reduciendo el tiempo de su instalación. Los edificios de acero por lo general son contruidos más rápidamente que los de concreto, especialmente cuando se utiliza este tipo de sistema de piso. Las láminas de acero pueden ser instaladas una vez que se instalen los miembros estructurales principales.
- **Plataforma de trabajo que a la vez soporta cargas muertas y constructivas:** Una vez que la lámina ha sido colocada y seguramente conectada con los miembros estructurales, una plataforma de trabajo queda dispuesta para el desplazamiento de los trabajadores, sus materiales y equipos.
- **Los puntales temporales durante la construcción pueden ser minimizados o eliminados:** La mayoría de las láminas presentadas en el mercado tienen una

adecuada resistencia y rigidez en virtud de su forma geométrica para soportar las cargas durante la construcción sin la necesidad de utilizar puntales. Claro que en el diseño de las separaciones de las correas se debe considerar los criterios de deflexiones y tensiones admisibles.

- **Fácil distribución de los sistemas eléctricos y sistemas de aire acondicionado:** La forma geométrica de los perfiles de acero permite la formación de ductos a través de los cuales pueden atravesar sistemas de cableados. Pueden combinarse estos sistemas de canales cerrados con los de canales abiertos en un mismo piso ya que son compatibles.
- **Versatilidad:** Las láminas fabricadas con las especificaciones del Steel Deck Institute (SDI) por distintas compañías están disponibles en distintas formas y tamaños, con distintas alturas y espaciamiento entre canales, con o sin elementos que aportan rigidez, con o sin materiales que ayudan a la acústica, con canales abiertos o cerrados y variando el espesor de la lámina. Es por esta gran gama de posibilidades que estas láminas pueden ser utilizadas en una gran cantidad de proyectos estructurales.
- **Mayor resistencia estructural con menor peso:** Las propiedades del acero son utilizadas en su máxima efectividad en el diseño de estas láminas, resultando un producto con una alta relación resistencia/peso. Es por esto por lo que su distribución, construcción y sistemas de apoyo resultan más económicos que otros sistemas.
- **Atractiva apariencia:** A pesar de que el acero es un miembro estructural, es visualmente atractivo cuando se deja expuesto a la vista de los ocupantes. Estas láminas son fáciles de mantener, duraderas y pueden ser utilizadas con otros sistemas de techos.
- **Calidad Estándar:** Gracias a la ingeniería y a los continuos avances tecnológicos, los miembros del Steel Deck Institute (SDI) producen láminas de acero que conforman las especificaciones estándares.
- **Durabilidad probada:** Las láminas de acero colocadas trabajando satisfactoriamente, deben durar más de medio siglo.

- **Economía y valor:** El valor es determinado combinando los valores iniciales, el costo del ciclo de vida y todo su desarrollo. Este sistema representa los diseños de piso y techo con mejor valor en la industria.

#### 4.1.4.2 Desventajas

Algunas desventajas de este sistema de entrepiso mixto son:

- En zonas de mucho tránsito se debe tener cuidado en proteger la superficie del acero de posibles daños en las láminas por las cargas concentradas.
- En lugares húmedos la lámina necesita un mantenimiento constante y una adecuada protección.
- No permite luces de grandes distancias (5m como máximo), el alcance para mayores luces es para aplicaciones muy particulares e implica mayores costos
- Tiene un mal comportamiento térmico por lo que debe protegerse ante el fuego.

## 4.2 Diseño de Losa Steel Deck

**Figura 57** Dimensión de losa en estudio.

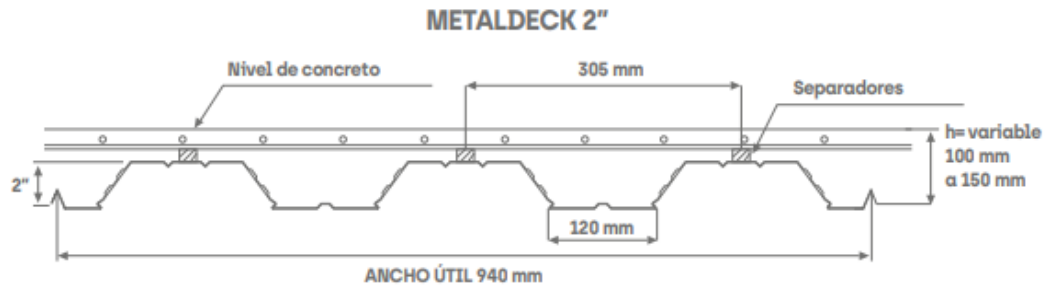


*Fuente: Elaboración Propia*

### Placa Colaborante a usar

Tablero Metálico de 2" tipo Metaldeck en Acero A653

**Figura 58** Características técnicas “Metaldeck 2”



*Fuente: (Ficha Técnica: Las Lomas. Ficha técnica Metaldeck)*

### Cargas Muertas sobre el tablero

Peso del acabado =  $1,80 \text{ kN/m}^2 = W_{Ds}$

### Sobrecarga

Carga viva  $L = 3,0 \text{ kN/m}^2 = W_L$

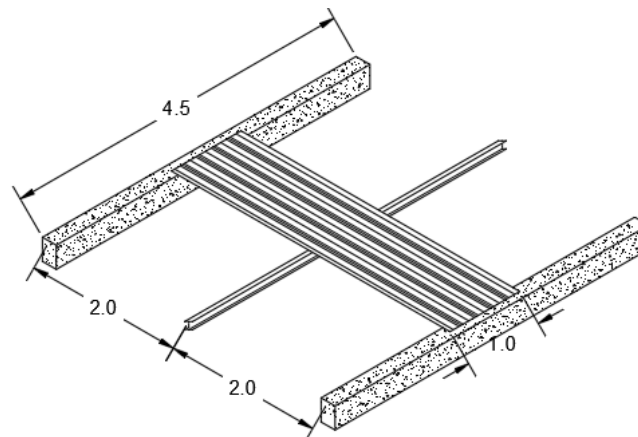
### Combinaciones de carga

$$W_{Ds} + W_L = 1,80 \text{ kN/m}^2 + 3,0 \text{ kN/m}^2 = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$$1,2 W_{Ds} + 1,6 W_L = 1,2 \cdot 1,80 \text{ kN/m}^2 + 1,6 \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2 = 6,96 \text{ kN/m}^2$$

$$1,4 W_{Ds} = 1,4 \cdot 1,80 \text{ kN/m}^2 = 2,52 \text{ kN/m}^2$$

**Figura 59** Apoyos y ancho de estudio de losa Deck



*Fuente: Elaboración Propia*

Los apoyos se consideran continuos y simplemente apoyados sobre la vigueta.

El ancho de estudio será de un metro por lo tanto las cargas quedaran por metro lineal.

### **Características del Hormigón**

$f_c = 25$  Mpa Resistencia del concreto a la compresión

$\gamma = 24$  kN/m<sup>3</sup>      Peso específico del Hormigón

### **Tablero compuesto con lamina Colaborante**

Proponiendo un tablero tipo Metaldeck grado 40 de 2" calibre 22 y una altura total de losa tendremos:

Espesor de losa  $h = 120$  mm

Espesor equivalente de hormigón  $h_e = 92,2$  mm

Peso de lámina + Hormigón =  $2,29$  kN/m<sup>2</sup>

Altura de lámina  $h_r = 50,8$  mm

Espesor de lámina calibre 22 =  $0,75$  mm

Área de lámina  $A_s = 1006,7$  mm<sup>2</sup>

Centro de gravedad de lámina  $y_p = 25,04$  mm

Esfuerzo de fluencia de la lámina =  $275$  Mpa

Inercia de la lámina sin hormigón  $I_{er} = 428367$  mm<sup>4</sup>

Inercia de la sección bruta con hormigón  $I_e = 10915978,7$  mm<sup>4</sup>

Inercia de la sección agrietada  $I_{agr} = 5284393,1$  mm<sup>4</sup>

Inercia Promedio de la sección =  $8100185,9$  mm<sup>4</sup>

Módulo de Sección Superior  $S_{psd} = 15320$  mm<sup>3</sup>

Módulo de Sección Inferior  $S_{nsd} = 14170 \text{ mm}^3$

Módulo de sección de la sección agrietada  $S_c = 63408,4 \text{ mm}^3$

Resistencia de la lámina por cortante  $\phi V_{n-tab} = 31,67 \text{ kN}$

Resistencia de la losa por cortante  $A_{cv} = 80951,2 \text{ mm}^2$

#### 4.2.1 Deflexión de la placa

**Deflexión admisible (De la lámina actuando como formaleta)**

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} * 1000}{180} \quad \text{o } 20 \text{ mm (el que sea menor)}$$

$$\delta_{adm} = \frac{2,60 * 1000}{180} = 14,44 \text{ mm}$$

Donde:

$\delta_{adm}$  = Deformación admisible(mm)

$L_{sd}$  = Luz libre de la losa(m) = 2,60 m

#### Deflexión Calculada

$$\delta_{cal} = \frac{0,0069 W_{dsd} * (L_{sd})^4}{E_s * I_{sd}} \quad (\text{condición de un solo tramo})$$

$$\delta_{cal} = \frac{0,0069 * 2,29 * (2600)^4}{200000 * 428376} = 8,43 \text{ mm}$$

$$\delta_{cal} < \delta_{adm} \quad (\text{Cumple})$$

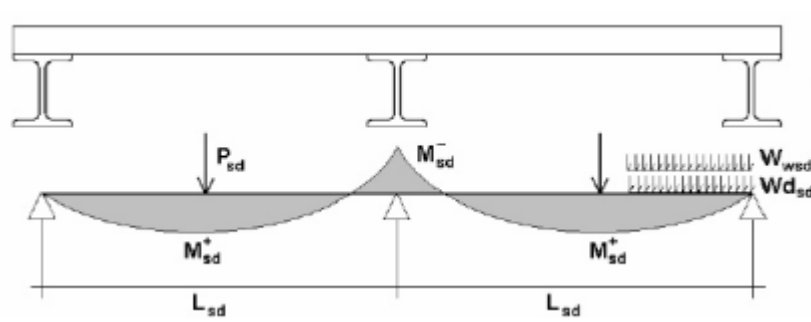
#### 4.2.2 Diseño como formaleta con coeficientes de carga y resistencia

$W_{dsd} = 2,29 \text{ kN/m}$  peso propio de tablero + hormigón

$W_{wsd} = 1,0 \text{ kN/m}$  carga viva por construcción

$P = 2,2 \text{ kN}$  carga concentrada de construcción

**Figura 60** Esfuerzos en la placa



Fuente: Elaboracion propia

$$M_{sd}^+ = (0,2 * 1,6 * P * L_{sd}) + (0,094 * 1,2 * W_{ds} * L_{sd}^2)$$

$$M_{sd}^+ = 0,094 * (1,2 * W_{dsd} + 1,6 * W_{wsd}) * L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^- = 0,117 * (1,2 * W_{dsd} + 1,6 * W_{wsd}) * L_{sd}^2$$

$M_{sd}^+$  = Momento positivo en la lámina no compuesta (kN·m).

$M_{sd}^-$  = Momento negativo en la lámina no compuesta (kN·m).

$P_{sd}$  = 2,20 kN, carga puntual transitoria por efecto de montaje.

$W_{wsd}$  = 1,0 kN/m<sup>2</sup>, carga distribuida transitoria por efecto de montaje.

$f_y$  = 500 Mpa, esfuerzo del acero.

### Cálculo de Momentos Positivos

$$M_{sd}^+ = (0,20 * 1,60 * 2,20 * 2,60) + (0,094 * 1,20 * 2,29 * 2,60^2)$$

$$= 3,37 \text{ KN} * \text{m}$$

$$M_{sd}^+ = 0,094 * (1,20 * 2,29 + 1,60 * 1,00) * 2,60^2 = 3,01 \text{ KN} * \text{m}$$

$M_{sd}^+ = 3,37 \text{ kN} * \text{m}$  (Usamos el mayor)

$$\phi M_n^+ = 0,9 * S_{nsd} (+) * F_y = \frac{0,9 * 1,417 \times 10^4 * 275}{1 \times 10^6}$$

$$= 3,51 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\phi M_n^+ > M_{sd}^+ \dots \text{Ok}$$

### Cálculo de Momentos Negativos

$$M_{sd}^- = 0,117 * (1,2 * 2,29 + 1,60 * 1,00) * 2,60^2 = 3,43 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\phi Mn^- = 0,9 * Snsd (-) * Fy = \frac{0,9 * 1,532 \times 10^4 * 275}{1 \times 10^6}$$

$$= 3,79 \text{ KN} * m$$

$$\phi Mn > Msd^- \dots \text{Ok}$$

#### Cortante requerido simultaneo al momento negativo

$$(-)Vu = 0,65 * (1,2 * Wdsd + 1,6 * Wwsd) * Lsd$$

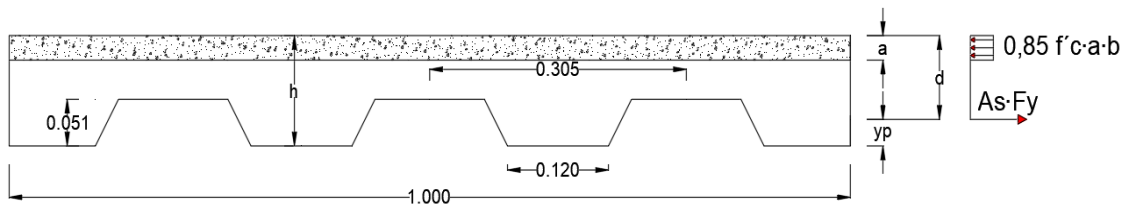
$$(-)Vu = 0,65 * (1,20 * 2,29 + 1,60 * 1,00) * 2,60 = 7,35 \text{ KN}$$

$$\phi V_{n-tab} = 31,67 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n-tab} > (-)Vu \dots \text{Ok}$$

#### 4.2.3 Cálculo de esfuerzos admisibles en el sistema compuesto

**Figura 61** Esfuerzo para el Momento Positivo



Fuente: Elaboracion propia

$$\phi Mn = 0,85 * As * Fy * \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$$= 0,85 * As * Fy * \left( d - \frac{As * Fy}{2 * 0,85 * fc * b} \right) = 0,85$$

$$d = h - yp = 120 - 25,04 = 94,96 \text{ mm}$$

$$As = 1006,7 \text{ mm}^2 \quad Fy = 275 \text{ Mpa} \quad fc = 25 \text{ Mpa}$$

$$\phi Mn = \frac{0,85 * 1006,70 * 275}{1 \times 10^6} * \left( 94,96 - \frac{1006,7 * 275}{2 * 0,85 * 25 * 1000} \right)$$

$$= 20,80 \text{ KN} * m$$

Calculo de Momentos Positivos Solicitantes para sistema compuesto

Cargas en el sistema Compuesto

$$Wu = 1,2 W_{dsd} + 1,2 W_{Ds} + 1,6 W_L$$

$$W_u = 1,2 * 2,29 \text{ kN/m}^2 + 1,2 * 1,80 \text{ kN/m}^2 + 1,6 * 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u = 9,71 \text{ kN/m}^2$$

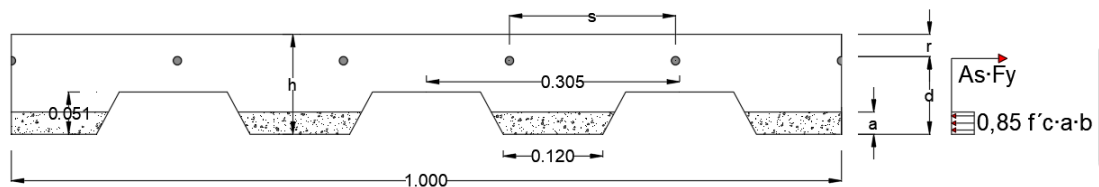
Para un ancho unitario  $W_u = 9,71 \text{ kN/m}$

Entonces:

$$(^+)M_u = \frac{W_u * L^2}{10,64} = \frac{\frac{9,71 \text{ kN}}{m} * 2,60^2}{10,64} = 6,16 \text{ kN} * m$$

$$(^+)M_u < M_n \dots \text{Ok}$$

**Figura 62** Esfuerzo para el Momento Negativo



*Fuente: Elaboracion propia*

$$(-)M_u = 0,117 W_u * L^2 = 0,117 * 9,71 * 2,60^2 = 7,68 \text{ kN} * m$$

$$d = h - r = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$$

$$b = 305,00 \text{ mm}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} = \frac{7,68 * 10^6}{0,9 * 305 * 90^2} = 3,45 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 * f_c} = \frac{500}{0,85 * 25} = 23,53 \text{ (Eficiencia de materiales)}$$

Cálculo de cuantía necesaria.

$$\rho = \frac{1}{m} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{m * k}{F_y}} \right) = \frac{1}{23,53} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{23,53 * 3,45}{500,00}} \right)$$

$$= 0,0036$$

Cuantia minima

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{500} = 0,0015$$

Es menor a la calculada, entonces trabajamos con la calculada

$$A_s = 0,0036 * 60000 = 108 \text{ mm}^2$$

Acero adoptado:

$$5\text{Ø}8 \text{ mm} = A_s = 251,32 \text{ mm}^2 \text{ (Cumple)}$$

#### 4.2.4 Armadura de reparto o temperatura

$b_c = 1\text{m}$  (base de estudio)

$h_c = 59,2 \text{ mm}$  (losa de compresión)

$$\rho = \frac{0,0018 * 420}{500} = 0,0015 \quad ; 0,0014$$

Armadura mínima

$$A_{s_{min}} = \rho * b_c * h_c = 0,0015 * 1000 \text{ mm} * 59,2 \text{ mm} = 88,8 \text{ mm}^2$$

Se asume  $5\text{Ø}6 \text{ mm}$   $A_s = 141,37 \text{ mm}^2$  (para un metro de ancho)

Espaciamiento máximo

$$S_1 = 3 * 59,2 = 177,6 \text{ mm}$$

$$S_2 = 300 \text{ mm}$$

Entonces espaciado máximo = 300 mm

Espaciado calculado  $S_c = \frac{1\text{m}}{5-1} = 0,25 \text{ m}$  (Cumple) Asumimos  $S_c = 0,20 \text{ m}$  para poder colocar  $3\text{Ø}6$ .

En conclusión,  $\text{Ø}6 \text{ c/ } 0,2$

#### Cálculo de $V_u$

$$V_u = 0,65 * W_u * L = 0,65 * 9,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 2,60\text{m} = 16,41 \text{ kN}$$

#### 4.2.5 Revisión de resistencia a cortante

Cálculo de la resistencia que aporta el concreto

$$V_c = 1,1 * \frac{\lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{6} = 1,1 * \frac{1 * \sqrt{25} * 120 * 90}{6} = 9,90 \text{ KN}$$

A la resistencia que resiste el concreto le sumaremos la resistencia al cortante que aporta la placa deck

$$\phi V_{n\text{-tab}} = 31,67 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 31,67 \text{ kN} + 9,9 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 41,57 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u$$

#### 4.2.6 Control de deflexiones

Deflexiones por carga viva instantánea

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0,0069 * (W_L + W_{dsd}) * L^4}{E_c * I_{pro}} = \frac{0,0069 * (3,0 + 2,10) * 2600^4}{23500 * 8100185,9}$$
$$= 8,45 \text{ mm}$$

La flecha permitida es  $F_{total} \leq \frac{L}{240}$

$$\frac{2600}{240} = 10,83 \text{ mm por lo tanto } 8,45 \text{ mm} \leq 10,83 \text{ mm (Cumple)}$$

#### 4.2.7 Diseño de Vigüeta interior

Cálculo de Área Tributaria

$$A_t = 2,6 \text{ m} * 4,5 \text{ m}$$

$$A_t = 11,70 \text{ m}^2$$

Cargas a considerar

Peso de concreto + losa colaborante=2,29 kN/m<sup>2</sup>

Peso de acabados= 1,8 kN/m<sup>2</sup>

Entonces carga muerta W<sub>d</sub>= 4,09 kN/m<sup>2</sup>

W<sub>L</sub>= 3 kN/m<sup>2</sup> (Carga Viva)

Carga uniforme

q= W<sub>d+L</sub>\*Ancho soperante

$$q = 7,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2,60\text{m} = 18,43 \text{ kN/m}$$

Cálculo de Momento

$$M_u = \frac{q * L^2}{8} = \frac{18,43 * 4,5^2}{8} = 46,65 \text{ kN} * \text{m}$$

Calculo de esfuerzo admisible Fb

Fy= 253 Mpa

$$Fb = 0,66 * 253 \text{ Mpa} = 167 \text{ Mpa}$$

Calculo del modulo resistente

$$Fb = \frac{M_u * C}{I} ; w = \frac{I}{C}$$

$$w = \frac{M_u}{F_b}$$

$$w = \frac{46,65 * 10^6}{167} = 243714,28 \text{ mm}^3$$

Usando perfil tipo IPE 220

$$w_y = 252000 \text{ mm}^3$$

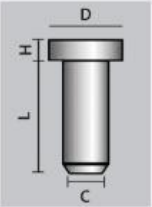
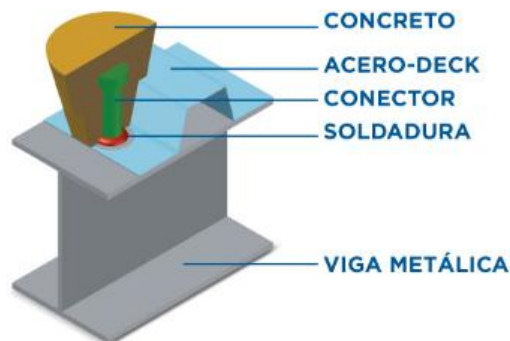
$$252000 \text{ mm}^3 > 243714,28 \text{ mm}^3$$

**Seccion correcta**

### Conectores de cortante

**Figura 63** Dimensiones y propiedades de los conectores

| DIMENSIONES Y PROPIEDADES |            |            |            |            |            |            |
|---------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| TIPO DE CONECTORES        | NS-500/250 | NS-625/250 | NS-625/300 | NS-625/400 | NS-750/300 | NS-750/400 |
| DIMENSIONES               |            |            |            |            |            |            |
| Diámetro del vástago (C)  | 1/2"       | 5/8"       | 5/8"       | 5/8"       | 3/4"       | 3/4"       |
| Longitud del vástago (L)  | 2 1/2"     | 2 1/2"     | 3"         | 4"         | 3"         | 4"         |
| Diámetro de la cabeza (D) | 1"         | 1 1/4"     | 1 1/4"     | 1 1/4"     | 1 1/4"     | 1 1/4"     |
| Altura de la cabeza (H)   | 8,5 mm     | 8,5 mm     | 8,5 mm     | 8,5 mm     | 10 mm      | 10 mm      |

Fuente: (Ficha Técnica: Las Lomas. Ficha técnica Metaldeck)

$$\text{Area de la sección IPE 220} = 3340 \text{ mm}^2 = A_s$$

$$b_e = \frac{2.60 + 2}{2} = 2,60 \text{ m (Ancho efectivo de la viga)}$$

L= 4,5m (Longitud de la viga donde se apoya la placa)

t= 110 mm (altura total de la losa)

Cálculo del corte horizontal máximo

$$C_{max} = 0,85 * f_c * b_e * t$$

$$C_{max} = 0,85 * 25\text{Mpa} * 2600\text{mm} * 110\text{mm} = 6077,50 \text{ KN}$$

Cálculo de la tensión máxima

$$T_{max} = A_s * F_y = 3.340,00 \text{ mm}^2 * 253,00\text{Mpa} = 845 \text{ KN}$$

Diseño del perno

Siguiendo las consideraciones indicadas anteriormente, seleccionamos un conector tipo vástago con cabeza de (3/4"x3")

$$\varnothing = \frac{3}{4}"$$

Resistencia del conector para 25,00 Mpa

$$Q_n = 10,25 \text{ tn} = 100,5 \text{ kN}$$

Numero de conectores

$$N = \frac{T_{max}}{Q_n} = \frac{845 \text{ kN}}{100,5 \text{ kN}} = 8,5 \text{ conectores} = 9 \text{ conectores}$$

Espaciamiento de conectores

$$S = \frac{\text{Longitud de viga}}{\text{numero de conectores}} = \frac{4,5\text{m}}{9}$$

Según AISC-LRFD la distancia entre conectores  $d_p$  debe comprender entre

$$6\varnothing \leq d_p \leq 8t$$

$$6 * 19,05\text{mm} \leq 500 \text{ mm} \leq 8 * 110\text{mm}$$

$$114,3\text{mm} \leq 500 \text{ mm} \leq 880 \text{ mm (Cumple)}$$

Por proceso constructivo colocaremos cada 0,35m, es decir en cada valle de la placa deck.

#### 4.3. Comparación entre losa de viguetas y losa con placa colaborante.

##### FORMULARIO B-2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

| DATOS GENERALES                                                 |                                    | Proyecto:                                 | Diseño Estructural De Ampliación Del Instituto Tecnológico Uriondo |                   |             |
|-----------------------------------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|-------------------|-------------|
|                                                                 |                                    | Actividad:                                | LOSA ALIVIANADA COMP. PLASTOFORM E=0,25 M VIGUETA PRETENSADA       |                   |             |
|                                                                 |                                    | Cantidad:                                 | 1,815.45                                                           |                   |             |
|                                                                 |                                    | Unidad:                                   | m²                                                                 |                   |             |
|                                                                 |                                    | Moneda:                                   | Bs                                                                 |                   |             |
| 1.-                                                             | MATERIALES                         | Unid.                                     | Cantidad                                                           | Precio Productivo | Costo Total |
| 1                                                               | Agua                               | Lt                                        | 0.2500                                                             | 50.000            | 12.5000     |
| 2                                                               | Cemento                            | kg                                        | 20.0000                                                            | 1.050             | 21.0000     |
| 3                                                               | Arena                              | m³                                        | 0.0300                                                             | 120.750           | 3.6225      |
| 4                                                               | Grava                              | m³                                        | 0.0400                                                             | 120.750           | 4.8300      |
| 5                                                               | Viguetas pretensadas               | m                                         | 3.2000                                                             | 20.000            | 64.0000     |
| 6                                                               | Complemento plastoform             | pza                                       | 2.7000                                                             | 18.500            | 49.9500     |
| 7                                                               | Madera de construcción             | pie²                                      | 1.3000                                                             | 10.800            | 14.0400     |
| 8                                                               | Puntal metálico                    | pza                                       | 0.4000                                                             | 20.000            | 8.0000      |
| 9                                                               | Fierro corrugado                   | kg                                        | 3.1600                                                             | 6.300             | 19.9080     |
| 10                                                              | Clavos                             | kg                                        | 0.0500                                                             | 12.500            | 0.6250      |
| 11                                                              | Alambre de amarre                  | kg                                        | 0.5000                                                             | 12.000            | 6.0000      |
|                                                                 |                                    |                                           |                                                                    |                   |             |
|                                                                 |                                    | TOTAL MATERIALES:                         |                                                                    |                   | 204.4755    |
| 2.-                                                             | MANO DE OBRA                       | Unid.                                     | Cantidad                                                           | Precio Productivo | Costo Total |
| 1                                                               | Especialista                       | hr                                        | 0.7000                                                             | 20.500            | 14.3500     |
| 2                                                               | Ayudante                           | hr                                        | 0.7000                                                             | 13.300            | 9.3100      |
| 3                                                               | Encofrador                         | hr                                        | 1.3000                                                             | 20.500            | 26.6500     |
|                                                                 |                                    |                                           |                                                                    |                   |             |
|                                                                 |                                    | SUBTOTAL MANO DE OBRA:                    |                                                                    |                   | 50.3100     |
| CARGAS SOCIALES (55.00% de SUBTOTAL MANO DE OBRA)               |                                    |                                           |                                                                    |                   | 27.6705     |
| IMPUESTOS IVA (14.94% de SUBTOTAL MANO DE OBRA+CARGAS SOCIALES) |                                    |                                           |                                                                    |                   | 11.6503     |
|                                                                 |                                    | TOTAL MANO DE OBRA:                       |                                                                    |                   | 89.6308     |
| 3.-                                                             | EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS  | Unid.                                     | Cantidad                                                           | Precio Productivo | Costo Total |
| 1                                                               | Mezcladora                         | hr                                        | 0.0400                                                             | 20.000            | 0.8000      |
| 2                                                               | Vibradora                          | hr                                        | 0.0400                                                             | 15.000            | 0.6000      |
| 3                                                               | Guinche                            | hr                                        | 0.0400                                                             | 10.000            | 0.4000      |
|                                                                 |                                    |                                           |                                                                    |                   |             |
| HERRAMIENTAS (5.00% de TOTAL MANO DE OBRA)                      |                                    |                                           |                                                                    |                   | 4.4815      |
|                                                                 |                                    | TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:  |                                                                    |                   | 6.2815      |
| 4.-                                                             | GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS |                                           |                                                                    |                   |             |
| GASTOS GENERALES (10.00% de 1 + 2 + 3)                          |                                    |                                           |                                                                    |                   | 30.0388     |
|                                                                 |                                    | TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS: |                                                                    |                   | 30.0388     |
| 5.-                                                             | UTILIDAD                           |                                           |                                                                    |                   |             |
| UTILIDAD (10.00% de 1 + 2 + 3 + 4)                              |                                    |                                           |                                                                    |                   | 33.0427     |
|                                                                 |                                    | TOTAL UTILIDAD:                           |                                                                    |                   | 33.0427     |
| 6.-                                                             | IMPUESTOS                          |                                           |                                                                    |                   |             |
| IMPUESTOS IT (3.09% de 1 + 2 + 3 + 4 + 5)                       |                                    |                                           |                                                                    |                   | 11.2312     |
|                                                                 |                                    | TOTAL IMPUESTOS:                          |                                                                    |                   | 11.2312     |
|                                                                 |                                    | TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):      |                                                                    |                   | 374.7005    |
|                                                                 |                                    | PRECIO UNITARIO ADOPTADO:                 |                                                                    |                   | 374.70      |

Son: Trescientos Setenta y Cuatro con 70/100 Bolivianos

# ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

|                                                                         |  |              |                            |                          |                    |
|-------------------------------------------------------------------------|--|--------------|----------------------------|--------------------------|--------------------|
| <b>DATOS GENERALES</b>                                                  |  | Proyecto:    | Sin nombre                 |                          |                    |
|                                                                         |  | Actividad:   | Losa Colaborante Metaldeck |                          |                    |
|                                                                         |  | Cantidad:    | 1,00                       |                          |                    |
|                                                                         |  | Unidad:      | m²                         |                          |                    |
|                                                                         |  | Moneda:      | Bs                         |                          |                    |
| <b>1.- MATERIALES</b>                                                   |  | <b>Unid.</b> | <b>Cantidad</b>            | <b>Precio Productivo</b> | <b>Costo Total</b> |
| 1 Agua                                                                  |  | l            | 0,25                       | 50,00                    | 12,50              |
| 2 Arena                                                                 |  | m³           | 0,06                       | 120,75                   | 7,25               |
| 3 GRAVA                                                                 |  | M3           | 0,06                       | 145,00                   | 8,70               |
| 4 Cemento                                                               |  | kg           | 29,50                      | 1,05                     | 30,98              |
| 5 Lamina Metaldeck 2" ancho efectivo 940 mm                             |  | m²           | 1,05                       | 227,70                   | 239,09             |
| 6 Pieza angular de plancha de acero galvanizado para remates exteriores |  | m            | 0,04                       | 214,03                   | 8,56               |
| 7 IPE 220                                                               |  | m            | 0,10                       | 806,00                   | 80,60              |
| 8 Conector tipo vástago                                                 |  | pza          | 6,00                       | 2,71                     | 16,26              |
| 9 fierro corrugado                                                      |  | kg           | 2,80                       | 6,30                     | 17,64              |
| 10 ALAMBRE DE AMARRE                                                    |  | KG           | 0,50                       | 12,00                    | 6,00               |
| 11 Alambre galvanizado                                                  |  | kg           | 0,03                       | 11,61                    | 0,35               |
| <b>TOTAL MATERIALES:</b>                                                |  |              |                            |                          | <b>427,93</b>      |
| <b>2.- MANO DE OBRA</b>                                                 |  | <b>Unid.</b> | <b>Cantidad</b>            | <b>Precio Productivo</b> | <b>Costo Total</b> |
| 1 AYUDANTE                                                              |  | HR.          | 0,04                       | 12,50                    | 0,50               |
| 2 ALBAÑIL                                                               |  | HR.          | 0,05                       | 18,75                    | 0,94               |
| 3 ESPECIALISTA                                                          |  | HR.          | 0,68                       | 20,00                    | 13,60              |
| 4 AYUDANTE ESPECIALISTA                                                 |  | HR.          | 0,26                       | 15,00                    | 3,90               |
| <b>SUBTOTAL MANO DE OBRA:</b>                                           |  |              |                            |                          | <b>18,94</b>       |
| CARGAS SOCIALES (55,00% de SUBTOTAL MANO DE OBRA)                       |  |              |                            |                          | 10,42              |
| IMPUESTOS IVA (14,94% de SUBTOTAL MANO DE OBRA+CARGAS SOCIALES)         |  |              |                            |                          | 4,39               |
| <b>TOTAL MANO DE OBRA:</b>                                              |  |              |                            |                          | <b>33,75</b>       |
| <b>3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>                            |  | <b>Unid.</b> | <b>Cantidad</b>            | <b>Precio Productivo</b> | <b>Costo Total</b> |
| 1 Mezcladora                                                            |  | hr           | 0,04                       | 20,00                    | 0,80               |
| 2 Vibradora                                                             |  | hr           | 0,04                       | 15,00                    | 0,60               |
| 3 Guinche                                                               |  | hr           | 0,04                       | 10,00                    | 0,40               |
| <b>HERRAMIENTAS (5,00% de TOTAL MANO DE OBRA)</b>                       |  |              |                            |                          | <b>1,69</b>        |
| <b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:</b>                         |  |              |                            |                          | <b>3,49</b>        |
| <b>4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>                           |  |              |                            |                          |                    |
| GASTOS GENERALES (10,00% de 1 + 2 + 3)                                  |  |              |                            |                          | 46,52              |
| <b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:</b>                        |  |              |                            |                          | <b>46,52</b>       |
| <b>5.- UTILIDAD</b>                                                     |  |              |                            |                          |                    |
| UTILIDAD (10,00% de 1 + 2 + 3 + 4)                                      |  |              |                            |                          | 51,17              |
| <b>TOTAL UTILIDAD:</b>                                                  |  |              |                            |                          | <b>51,17</b>       |
| <b>6.- IMPUESTOS</b>                                                    |  |              |                            |                          |                    |
| IMPUESTOS II (3,09% de 1 + 2 + 3 + 4 + 5)                               |  |              |                            |                          | 17,39              |
| <b>TOTAL IMPUESTOS:</b>                                                 |  |              |                            |                          | <b>17,39</b>       |
| <b>TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):</b>                             |  |              |                            |                          | <b>580,25</b>      |
| <b>PRECIO UNITARIO ADOPTADO:</b>                                        |  |              |                            |                          | <b>580,25</b>      |

Son: Quinientos Ochenta con 25/100 Bolivianos

**Tabla 20** Tabla comparativa de placa colaborante y losa alivianada

| <b>Propiedades</b> | <b>Losa de viguetas H= 25<br/>cm</b>                                                                                                                            | <b>Losa<br/>Colaborante</b>                                             | <b>Diferencia<br/>porcentual</b>                                                      |
|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| Peso               | 2,8 kN/m <sup>2</sup> La losa alivianada tienen mayor peso debido a que tiene una altura del paquete estructural el peso fue obtenido del programa Cypecad 2018 | 2,29 kN/m <sup>2</sup> , La losa de placas colaborante tiene menor peso | 18%, La losa alivianada es más pesada que una losa con placa colaborante              |
| Precio             | 374,70 bs, realizando un análisis de precios unitarios la losa alivianada                                                                                       | 580,25 bs                                                               | 35,4%                                                                                 |
| Deflexiones        | 1,38 mm                                                                                                                                                         | 8,45 mm                                                                 | 52 % La losa con placa colaborante tiene una deflexión mayor que una losa alivianada. |

*Fuente: Elaboración propia*

En base al análisis comparativo entre estos dos tipos de losa se tomó como criterio técnico el realizar el diseño con el tipo de losa alivianada tomando como referencia el parámetro económico y la deflexión de la misma lo cual genera en los usuarios de los ambientes una sensación de seguridad.

# **CAPÍTULO V**

## **CAPITULO V**

### **5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1 Conclusiones:**

Del presente proyecto, diseño estructural “DISEÑO ESTRUCTURAL DE AMPLIACION DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO URIONDO”, se llegó a las siguientes conclusiones:

- En el estudio de suelo y levantamiento topográfico fue realizado en el lugar de emplazamiento de la obra, se realizó la respectiva verificación para cumplir con el objetivo y realizar el dimensionamiento de las fundaciones.
- Para el desarrollo del análisis de cargas de la estructura se tomó en cuenta las sobrecargas de servicio y cargas muertas prescritas en la normativa NB1225002. El análisis de carga se encuentra en el ANEXO 3.
- Se realizó el cálculo y diseño estructural de las vigas y columnas de hormigón armado y se realizó la optimización y comprobaciones correspondientes para la situación más crítica, siendo la sección calculada la más adecuada. Para el diseño de estos elementos se realizó bajo los criterios y recomendaciones de la NB1225001.
- Para el diseño de losa maciza de la rampa se tomó en cuenta la NB1225001, cumpliendo con la armadura mínima para absorber los momentos positivos y negativos en ambos sentidos.
- Para el dimensionamiento de la fundación se realizó con zapatas aisladas cuadradas son adecuadas de acuerdo al suelo de fundación existente, la zapata de análisis es la más desfavorable de 2,45 m de lado y 0,35 m de alto, verificando al punzonamiento, al esfuerzo cortante y si se necesita ganchos.
- La elaboración de los planos estructurales se realizó con el programa AUTOCAD y se encuentran de manera detallada en el ANEXO 11.
- Haciendo un análisis de lo que es el presupuesto, este tiene un precio referencial de aproximadamente de 3,388,738.66 Bs (Tres Millones Trescientos Ochenta y Ocho Mil Setecientos Treinta y Ocho con 66/100 bolivianos) lo cual analizando

el área de construcción tenemos un precio referencia de \$u\$ 216,00 por metro cuadrado de construcción.

## **5.2 Recomendaciones:**

En base al desarrollo del presente proyecto, se plantea las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda que, al momento de realizar la introducción de cargas, normas a utilizar tanto para la estructura de hormigón como para la cubierta ya que en base a estos datos el programa ara un análisis y un diseño de los elementos.
- Con el objetivo de realizar una estructura económica se debe uniformizar los elementos estructurales para que constructivamente sea más rápido y fácil.
- Para realizar una correcta ejecución del proyecto de cada ítem se recomienda respetar y seguir las especificaciones técnicas que se encuentran en el ANEXO 5.

## **Bibliografía**

brown, J. C. (2017). *Diseño de concreto reforzado*. Afaomega.

Cypecad. (2018).

Das, B. M. (2011). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Mexico: Editorial Internacional Thomson Editores.

Das., B. M. (2001). *Principios de ingeniería de Cimentaciones*. MEXICO: Editorial Internacional Thomson.

Luis, G. V. (2004). *Diseño y Construcciones*.

Morales, R. (2012). *Diseño en Concreto Armado*. Instituto de la Construcción y Gerencia.

NB 1225002.

*Norma ACI318S*. (2014). Bolivia.

Peck, T. K. (1978). *Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica*. España: El Ateneo.

UAJMS, L. d. (s.f.). *Guía de laboratorio*.

UMSS. (2022). *Hormigón Armado*.

# **ANEXOS**