

# CAPÍTULO I

## ANTECEDENTES

### 1.1 El problema

En la actualidad, la ciudad de Tarija ha tenido un crecimiento acelerado de su población, al igual que el aumento de niños y jóvenes que asisten a colegios para adquirir el derecho a la educación. Tal es el caso del barrio La Pampa que no cuentan con una Unidad Educativa suficiente, es por ello que los estudiantes deben asistir a colegios que se encuentran lejanos a la zona, además que no tienen las aulas suficientes que brinden comodidad a los mismos. Como consecuencia de los problemas ya mencionados, se establece la necesidad de la construcción de una nueva Unidad Educativa de modo que beneficie a la población estudiantil de la zona.

De acuerdo a consultas realizadas a personas que viven en la zona sobre el tema de educación, se identificó los siguientes problemas:

- ✓ Falta de infraestructura de Educación básica Primaria y Secundaria en el barrio La Pampa, de la ciudad de Tarija.
- ✓ Familias afectadas por un gasto económico diario en transporte para que los Jóvenes y niños asistan a unidades educativas alejadas.
- ✓ Pocas aulas de estudio para los escolares en las unidades educativas

La Unidad Educativa actual que tiene el barrio la pampa es muy pequeño, alberga a 500 estudiantes, los padres de familia protestan por el poco espacio que tiene, también la infraestructura se encuentra deteriorada y es solo de nivel primario. El espacio en el colegio no abastece para la cantidad de estudiantes que hay en el barrio por lo que los vecinos tienen que buscar plazas en otras unidades educativas.

#### 1.1.1 Planteamiento

Se tiene el diseño arquitectónico, el terreno para el emplazamiento de la nueva U.E. Carmen Echazú y no se tenía el diseño estructural por tal motivo se desarrolló este proyecto.

Los estudiantes tienen la necesidad de asistir a un colegio que les ofrezca comodidad de modo que puedan estudiar desarrollándose de manera satisfactoria, y cumplir con las tareas para mejorar su nivel de educación.

Por tanto, el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija conoce la importancia de contar con ambientes adecuados, que pueda brindar las mejores condiciones en la educación.

### **1.1.2 Formulación**

La Construcción de una infraestructura de la Nueva Unidad Educativa Carmen Echazú, dará solución al problema, por tal razón se procedió con el diseño estructural, para la construcción de la nueva infraestructura, que cuente con todo lo necesario y mejores condiciones de vida para los estudiantes, por consiguiente, se ha planteado de diseñar en tres bloques separados con juntas de dilatación bloque A, bloque B y bloque C, como solución; la misma cuenta con diseño arquitectónico.

### **1.1.3 Sistematización**

Con la alternativa definida, “Construcción de una infraestructura de la Nueva Unidad Educativa Carmen Echazú”, y con un análisis técnico y económico en el estudio del perfil de las estructuras de sustentación para la infraestructura, se ha determinado realizar lo siguiente:

- Estructura de Cimentación con losa de fundación de H°A°.
- Estructura de sustentación: una estructura porticada de H°A°.
- Estructura de sustentación para separación de niveles con losa alivianada.
- Estructura de sustentación para la cubierta de estructura metálica con calamina trapezoidal.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 General**

Realizar el diseño estructural de la Nueva Unidad Educativa Carmen Echazú, de la ciudad de Tarija, aplicando la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 para el diseño de los elementos de hormigón armado y AISI-LFRD para el diseño de la estructura metálica.

### **1.2.2 Específicos**

- Analizar las características del suelo de fundación en base al estudio de suelos proporcionado por la entidad responsable del proyecto.
- Definir la cota de emplazamiento del proyecto en base a la topografía proporcionado por el propietario.
- Realizar el análisis de carga a lo que estarán sometido los elementos estructurales.
- Diseñar los elementos estructurales, cubierta metálica, losas, vigas, columnas, escaleras, rampa y la fundación en base a los esfuerzos producidos por las cargas analizadas.
- Verificar los resultados del diseño de los elementos más críticos de la estructura, con los resultados obtenidos con un software utilizado.
- Elaborar los planos estructurales del proyecto.
- Realizar el computo métrico de los ítems que contempla el diseño estructural.
- Elaborar el pliego de las especificaciones técnicas.
- Analizar los precios unitarios para tener un presupuesto estructural aproximado.
- Elaborar el cronograma de actividades con el objetivo de planificar el tiempo de ejecución de cada actividad.

## **1.3 JUSTIFICACIÓN**

### **1.3.1 Académica**

Desarrollar y aplicar todos los conocimientos adquiridos y aprendidos en el área de estructuras, durante los años de formación académica en la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, en la realización del diseño estructural del proyecto, que servirá de aporte en beneficio de la población.

### **1.3.2 Técnica**

El proyecto técnicamente es viable y con las técnicas actuales tanto de diseño, de dimensionamiento y de construcción se puede realizar el diseño del proyecto.

El diseño se realiza a partir de información básica como ubicación del lugar de emplazamiento, planos arquitectónicos, estudio de suelos y topografía de la zona del proyecto proporcionado por el Gobierno Municipal de la ciudad de Tarija.

### **1.3.3 Social**

El diseño estructural del proyecto será entregado al Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija, el cual posteriormente tendrá la posibilidad de llevarlo a cabo. El mismo será de gran beneficio al barrio La Pampa y otros barrios aledaños, ya que está ubicado en una zona céntrica de la ciudad, satisfaciendo las necesidades en el tema de educación y brindando ambientes cómodos y adecuados a los estudiantes que habitan en la zona.

## **1.4 ALCANCE**

### **1.4.1 General**

El proyecto contempla el diseño estructural de la “Nueva Unidad Educativa Carmen Echazú” realizando un análisis del estudio de suelo y del plano topográfico brindado por la institución en cuanto a niveles del terreno y en base a esto elaborar el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos pertenecientes como ser: Fundaciones, elementos de circulación vertical (rampa, escaleras), columnas, vigas de H<sup>º</sup>A<sup>º</sup>, losa alivianada y cubierta metálica. Según el plano arquitectónico. (Ver ANEXO A-3). El proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad, por lo tanto, no se hará referencia al diseño de instalaciones de los servicios básicos (agua potable, alcantarillado y la red eléctrica), tampoco el módulo de la arquitectura (obra fina) ni cerramiento perimetral. En consecuencia, se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado conteniendo: toda la memoria de cálculo de los elementos más solicitados, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo de ejecución del proyecto según plan de obra propuesto.

### **1.4.2 Resultados logrados**

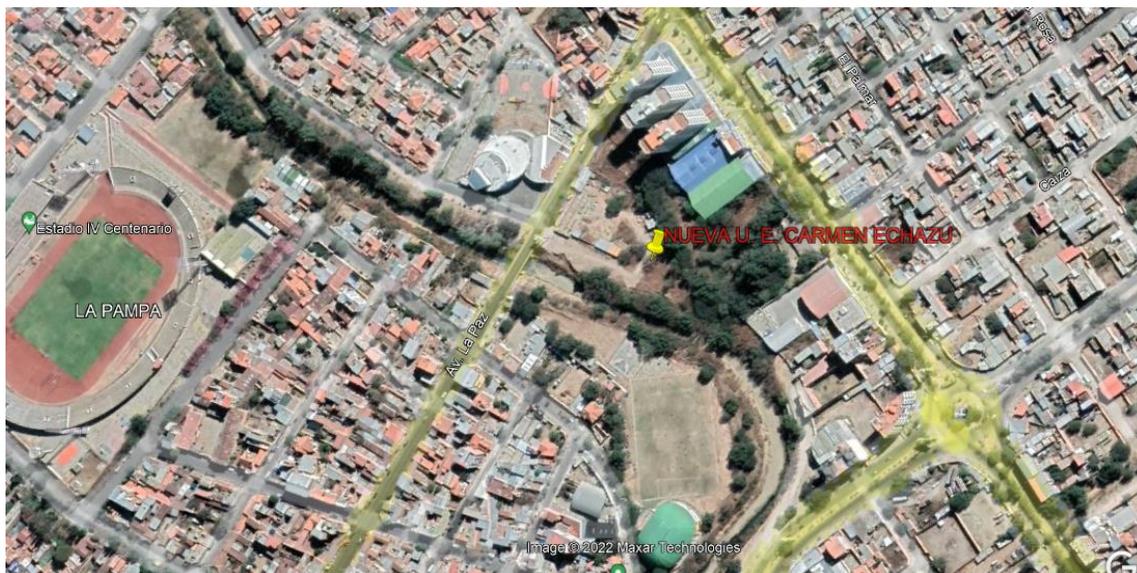
Los resultados logrados son los siguientes:

- Diseño de todos los elementos estructurales que componen la estructura del proyecto, con una estructura adecuada, funcional y seguro que permita cubrir la demanda de servicio de educación que requiere el barrio.
- Elaborado de las especificaciones técnicas, volúmenes de obra, análisis de precios unitarios, cronograma de ejecución y presupuesto del proyecto propuesto anteriormente.

## 1.5 Localización

El presente proyecto es elaborado en base a una necesidad actual, que lleva al diseño estructural de una Nueva Unidad Educativa llamada Carmen Echazú, que está ubicado en el barrio La Pampa, exactamente en la avenida Humberto Arce y avenida La Paz, de la ciudad de Tarija, provincia Cercado, con las coordenadas siguientes. Latitud Sur: 21°31'53.72"y Longitud Oeste: 64°43'13.75". El barrio cuenta con las áreas verdes destinadas para el emplazamiento de la Nueva Unidad Educativa.

Figura 1.1 Imagen Satelital del emplazamiento del proyecto



Fuente Google Earth: Ubicación del terreno

### 1.5.1 Servicios Básicos Existentes

#### ➤ Agua Potable

En el lugar de emplazamiento la mayoría de las familias cuentan con el servicio de agua potable proporcionado por la empresa COSAALT y tiene una cobertura total en el barrio llegando también al área del proyecto.

#### ➤ Alcantarillado

En el barrio se cuenta con el servicio de alcantarillado sanitario y tiene una cobertura de un 100%.

### ➤ **Energía Eléctrica**

En el barrio se cuenta con este servicio de energía eléctrica, el cual es fundamental para realizar las distintas actividades tanto en el día y especialmente en la noche.

#### **1.6 Aporte académico**

Análisis, cálculo y diseño de una losa de fundación, de canto constante, método rígido convencional, verificando que, en ningún punto bajo la losa, se supere la resistencia admisible del terreno.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

En este capítulo se presenta el respaldo de la ingeniería del proyecto, estableciendo normativas y metodología para los cálculos y el diseño estructural del proyecto.

#### **2.1 Levantamiento Topográfico**

En cualquier proyecto de ingeniería se requiere la modificación del terreno original ya sea de poca o gran cantidad, el levantamiento topográfico consiste en llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto. Mediante el levantamiento topográfico, se realiza un escrutinio de una superficie, incluyendo tanto las características naturales de esa superficie como las que haya hecho el ser humano.

Con los datos obtenidos en un levantamiento topográfico se pueden trazar mapas o planos en los que aparte de las características mencionadas anteriormente, también se describen las diferencias de altura de los relieves o de los elementos mediante las curvas de nivel, que se encuentran en el lugar donde se realiza el levantamiento.

##### **2.1.1 Las 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.

El trabajo topográfico se puede dividir en tres grandes partes:

##### **2.1.2 Trabajo de campo**

Antes de realizarlo se debe analizar el objetivo del trabajo, y en función de distintas consideraciones tomar una decisión, seleccionando el método del levantamiento y el instrumental más adecuado. La realización de las mediciones y el registro de los datos en forma comprensible, rutinaria y estandarizada constituyen el trabajo de campo. El trabajo de campo, además de la clásica libreta de campo con apuntes manuales y croquis, actualmente se ve sustituida por un colector de datos digital.

### **2.1.3 Trabajo de gabinete**

Comprende la elaboración de cálculos con base en los datos registrados en la libreta de campo o más modernamente en la colectora digital externa o en el microprocesador interno del instrumento. En efecto, los datos registrados en la libreta de campo, son procesados en hojas de cálculo, como Excel, para obtener coordenadas totales de los puntos relevados. También incluye la representación gráfica de los datos para obtener un plano, un gráfico, o para transferir los datos a un formato digital y procesar la información en un sistema CAD (Diseño Asistido por Computadora).

## **2.2 Estudio de Suelos**

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. En el sentido general de la ingeniería, “suelo” se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, se deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras.

Dichas propiedades se especifican en:

Granulométrica

Límites de Atterberg

Clasificación de los suelos (según A.A.S.H.T.O. y S.U.C.S.)

Esfuerzos permisibles en la masa del suelo.

### **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.

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. La

distribución granulométrica de suelos de grano grueso es generalmente determinada mediante análisis granulométrico por mallas. Para suelo de grano fino, la distribución granulométrica puede obtenerse por medio del análisis granulométrico con el hidrómetro.

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas.

Las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. La tabla 2.1 Muestra que las partículas de suelo más pequeñas que 0.002 mm son clasificadas como arcilla. Sin embargo, las arcillas por naturaleza son cohesivas y pueden convertirse en un filamento cuando están húmedas

La tabla 2.1 presenta los límites de tamaño recomendados en el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos Unified Soil Classification System.

Tabla 2.1 Límites de Tamaño de Suelos Separados

Sistema de Clasificación	Tamaño del Grano (mm)
Unificado	Grava: 75 mm a 4.75 mm Arena: 4.75 mm a 0.075 mm Limo y Arcilla (finos): <0.075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm Arena: 2 mm a 0.05 mm Limo: 0.05 mm a 0.02 mm Arcilla: < 0.002 mm

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de “Braja M. Das”.

### 2.2.2 Límites de Atterberg

A principios de 1900, un científico sueco, Albert Mauritz Atterberg, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos variables de agua. A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido.

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

**a) Límite Líquido.** - El límite líquido de un suelo es aquel contenido de humedad bajo el cual el suelo pasa de un estado plástico a un estado semilíquido. Para la determinación de este límite se maneja la cuchara de Casagrande.

**b) Límite Plástico.** - Por plasticidad se entiende la propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse. Se amasan rollitos del suelo obteniendo un diámetro de 3 mm, aproximadamente y 10 cm de longitud, sin que presente signos de ruptura.

### **2.2.3 Clasificación de suelos**

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada.

Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son: (1) El Sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y (2) el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System). El sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para la clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

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

En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras, el cual se denomina Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Mediante este ensayo se obtiene el número de golpes por pie de penetración, con el cual se puede determinar la capacidad portante admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

Consiste en contar 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 área 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 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

Una vez que en la perforación del sondeo se ha alcanzado la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se desciende la toma muestras SPT unido al varillaje hasta apoyarlo suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la masa con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje.

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

**Presión admisible:** Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre una muestra inalterada. A continuación, la tabla 2.2 precisa estas relaciones:

Tabla 2.2 Relación de Resistencia para las Arcillas

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a Compresión Simple kg/cm <sup>2</sup>
2	Muy Blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 - 0,50
3 - 8	Media	0,5 - 1
8 - 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de "Braja M. Das".

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

Tabla 2.3 Relación de Resistencia para las Arenas

Nº	Compacidad de la Arena
0 - 4	Muy Suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Medianamente Compácta
30 - 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de “Braja M. Das”.

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza la Tabla 2.3 Según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

### **2.3 Diseño Arquitectónico**

El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico y la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura corresponde a un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

Mediante el diseño arquitectónico se planifica lo que será finalmente el edificio construido con todos los detalles, imagen de estética, sus sistemas estructurales y todos los demás sistemas que componen la obra.

El diseño arquitectónico debe ser apropiado al emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

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

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura, es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis. Así, los

componentes estructurales tienen ancho y espesor. Además, las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil o imposible de realizar.

El proceso de reemplazar una estructura real por una simple susceptible de análisis se llama idealización estructural. A menudo, las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las componentes representan a los componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada de esta manera se llama diagrama de líneas.

Si bien el uso de diagramas de líneas simples para el análisis de estructuras no conducirá a un análisis perfecto, los resultados suelen ser aceptables. Sin embargo, a veces el analista podrá tener dudas acerca de qué diagrama de líneas o qué modelo exacto usar para el análisis de una estructura particular.

#### **2.4.1 Sustentación de cubierta**

La estructura de sustentación de la cubierta será de calamina galvanizada con armadura metálica y se diseñará con base en las disposiciones en la Instrucción de Acero Estructural (AISC) y con base en el método LRFD, que es aplicable a elementos de acero estructural laminados en caliente.

#### **2.4.2 Sustentación de la edificación**

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos. Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada, rectangular y las vigas de arriostramiento (vigas y encadenado) de sección rectangular y las losas serán de losa alivianada y losa llena.

#### **2.4.3 Fundaciones**

Las fundaciones o cimentaciones de una estructura están en función, principalmente, del tipo de suelo de fundación, ya que se apoyan sobre ella; de tal manera que el suelo y los materiales que lo constituyen tengan una capacidad suficiente para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas, dependiendo de la interacción del suelo y la cimentación, la característica de ésta cambiará en cuanto a su tipo, forma, tamaño y costo.

## **2.5 Diseño Estructural**

La aplicación de cargas a una estructura hace que la estructura se deforme. Debido a la deformación, se originan diferentes fuerzas en los componentes que constituyen la estructura. En este sentido, se denomina análisis estructural al cálculo de la magnitud de estas fuerzas, así como de las deformaciones que la causaron, lo cual es un tema muy importante para la sociedad.

El diseño estructural incluye la disposición y el dimensionamiento de las estructuras y de sus partes, de manera que soporten en forma satisfactoria las cargas a las cuales puedan estar sujetas. En particular, el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general del sistema estructural; el estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles; la consideración de las condiciones de carga; el análisis y el diseño estructural preliminares de las soluciones posibles; la selección de una solución y el análisis y el diseño estructural final de la estructura. El diseño estructural también incluye la preparación de planos.

### **2.5.1 Análisis de Cargas**

Las cargas aplicadas son las cargas conocidas que actúan sobre una estructura. Ellas pueden ser las resultantes del peso propio de la estructura, de las cargas ambientales, etc. Las reacciones son las fuerzas que los soportes ejercen sobre una estructura. Ellas se consideran como parte de las fuerzas externas aplicadas y están en equilibrio con las otras cargas externas sobre la estructura.

#### **2.5.1.1 Acciones Sobre la Estructura**

##### **2.5.1.1.1 Acciones Permanentes**

El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se efectúa a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan.

Para los elementos de hormigón se adoptan las siguientes masas específicas:

- Hormigón sin armar .....23 KN/m<sup>3</sup>
- Hormigón armado con cuantías normales.....25 KN/m<sup>3</sup>

### 2.5.1.1.2 Acciones Variables

Los valores establecidos en las Normas para las acciones variables de explotación o de uso, y para las acciones climáticas, serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

### 2.5.1.2 Hipótesis de Carga

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Hipótesis I:

$$\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$$

Hipótesis II:

$$0,9 \cdot (\cdot G + \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$$

Hipótesis III:

$$0,8 \cdot (G + \gamma_{fg} \cdot \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

En estas expresiones:

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

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

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

W=valor característico de la carga del viento

W<sub>eq</sub>=valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general se tomará W<sub>eq</sub>=0

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

## **2.5.2 Estructura de Sustentación de cubierta**

El diseño de la estructura de sustentación de la cubierta, es realizado por el método de diseño por factores de carga y resistencia (L.R.F.D.), que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

### **2.5.2.1 Análisis de cargas**

Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

Según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos tipos: Acciones estáticas, que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos; y Acciones dinámicas, que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

#### **2.5.2.1.1 Cargas y combinaciones de carga**

Son las combinaciones de las acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los Estados Límite.

A estas hipótesis de cargas se las afecta por factores de carga, los mismos que tienen como propósito incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

Se recomienda las siguientes combinaciones de carga para la estructura metálica:

American Institute of Steel Construction, (1994).

a)  $U = 1.4D$

b)  $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

c)  $U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,5W)$

d)  $U = 1.2D + 1W + 0.5L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

e)  $U = 1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$

$$f) U = 0,9D \pm (1W \text{ o } 1,0E)$$

Donde:

U= Representa carga última.

D = carga muerta debido al peso de los elementos estructurales y las características permanentes sobre la estructura.

L = carga viva debido a ocupación y equipo móvil.

Lr = carga en el techo.

W = carga del viento.S = carga de nieve.

E = carga sísmica.

R = carga nominal debido al agua de lluvia o hielo.

#### **2.5.2.1.2 Selección del tipo de perfil**

Para la selección del perfil, se tomó en consideración los siguientes aspectos:

- El miembro a compresión más eficiente es aquel que tiene un radio de giro constante respecto a su centroide, propiedad que poseen los tubos circulares. Los perfiles tubulares cuadrados son los siguientes miembros a compresión en orden de eficiencia.
- Los tubulares estructurales de cuatro lados y redondos son más fáciles de pintar que las secciones abiertas de seis lados como las secciones W, S y M. Además, las esquinas redondeadas facilitan la aplicación de la pintura u otros recubrimientos uniformemente alrededor de las secciones.
- Tienen menos área superficial para pintar o proteger contra el fuego.
- Tienen excelente resistencia a la torsión.
- Las superficies de los perfiles tubulares son muy atractivas.
- Cuando están expuestas, la resistencia al viento de los tubos circulares es aproximadamente de sólo 2/3 la de las superficies planas del mismo ancho.
- Si la limpieza es importante, los tubulares estructurales huecos no tienen el problema de la acumulación de basura entre los patines de los perfiles estructurales abiertos.

### 2.5.2.2 Diseño de los elementos de cerchas metálicas

El diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método de Diseño en base a Factores de Carga y Resistencia. (Manual of Steel Construction Load & Resistance Factor Design).

#### 2.5.2.2.1 Elementos sometidos a tracción

El diseño de elementos sometidos a tracción implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas.

Un miembro puede fallar al alcanzarse en él uno de los estados límite: Deformación excesiva o fractura. Para prevenir una deformación excesiva, iniciada por fluencia, la carga sobre la sección total debe ser suficientemente pequeña para que el esfuerzo sobre la sección total sea menor que el esfuerzo de fluencia. Para prevenir la fractura el esfuerzo sobre la sección neta debe ser menor que la resistencia por tensión. (WilliamT. Segui)

➤ **Resistencia por fluencia**

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g$$

$F_y$ =Esfuerzo límite por fluencia.

$\phi_t$ =0,90 Por fluencia según LRFD

$P_u$ =Combinación gobernante de cargas factorizadas.

➤ **Resistencia por fractura o rotura**

$$P_u = \phi_t * F_u * A_n$$

$F_u$ =Esfuerzo límite por fractura o rotura.

$\phi_t$ =0,75 Por rotura según LRFD

$P_u$ =Combinación gobernante de cargas factorizadas.

$$A_{\text{neta efectiva}} = U * A_{\text{Bruta}}$$

Donde:

$U$ =Factor de reducción, para conexiones soldadas  $U=1$

➤ **Limitación de la relación de esbeltez**

Viene expresado por la siguiente fórmula:

$$r \geq \frac{K * L}{300}$$

Donde:

r= Radio de giro mínimo de la sección transversal.

L= Longitud del elemento.

#### **2.5.2.2.2 Elementos sometidos a compresión**

La resistencia de diseño en compresión,  $\phi_c P_n$ , debe ser determinada de la siguiente manera.

La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo-torsional.

$$\phi_c = 0,85 \text{ (LRFD)}$$

La verificación del elemento vendrá representada solo por el tipo de perfil y la carga axial sometida a compresión.

##### **➤ Longitud efectiva**

El factor de longitud efectiva, K, para calcular la esbeltez de columna,  $KL/r$ , debe ser determinada de acuerdo:

$$l_{efec} = K * L$$

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro.

r = radio de giro.

Para miembros diseñados sólo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez  $KL/r$  no sea mayor que 200.

##### **➤ Pandeo por flexión de miembros sometidos a compresión**

Son los elementos que soportan una carga de compresión axial. Ésta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroide, o excéntrica, cuando la carga

es aplicada paralelamente al eje del elemento centroidal, pero a cierta distancia del mismo.

El esfuerzo en los elementos metálicos sometidos a esfuerzos por compresión, se obtienen con la ecuación de Euler

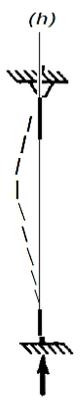
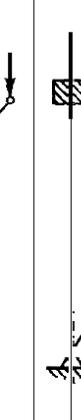
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E}{\left(k * \frac{l}{r}\right)^2}$$

Donde:

k=Factor de longitud efectiva.

E= Módulo de elasticidad.

Tabla 2.4 Valores de K, Teóricos y de diseño, para columnas con diversas condiciones en sus extremos.

						
K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
K de diseño que se recomienda	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos						
	Rotación fija	Rotación libre	Rotación fija	Rotación libre	Traslación fija	Traslación fija
					Traslación libre	Traslación libre

Fuente: (McCormac)

### ➤ Clasificación de columnas

De acuerdo a la ecuación de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(K * \frac{L}{r}\right)^2}$$

Y a la relación de esbeltez:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Igualando la ecuación tenemos:

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

La tensión de pandeo por flexión, se determina como sigue:

$$\lambda_c \leq 1,5 \text{ Columnas cortas o intermedias}$$

$$\lambda_c > 1,5 \text{ Columnas largas}$$

El esfuerzo mínimo de pandeo para columnas inelásticas intermedias o cortas:

$$F_{cr} = 0,658^{\lambda_c^2} * F_y$$

El esfuerzo mínimo de pandeo para columnas largas:

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) * F_y$$

La resistencia de compresión nominal,  $P_n$ , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} * A$$

$$P_u \leq \theta_c * P_n$$

Verificación:

$$P_u \geq P_{compresion}$$

### 2.5.2.2.3 Elementos sometidos a Flexo-tracción

Los elementos sometidos a Flexo – Tracción son elementos estructurales sometidos a la

acción simultánea de fuerzas normales de tracción y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroides y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a, principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la tracción se presenta acompañada por flexión.

#### **2.5.2.2.4 Elementos sometidos a Flexión biaxial**

De la mecánica de materiales sabemos que toda sección transversal de viga tiene un par de ejes principales y ortogonales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá una flexión asimétrica o flexión biaxial.

#### **2.5.2.3 Diseño de Uniones (uniones soldadas)**

Se debe tener una mayor consideración en las uniones, esto debido a que, las pruebas de laboratorio en fallas estructurales en celosías han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales.

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

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

El diseño de sustentación de la estructura estará fundamentado en base a la Normativa Boliviana de Hormigón Armado Vigente CBH-87, referente a los estados límites últimos.

#### **2.5.3.1 Resistencia de cálculo**

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

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

Donde:

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

$\gamma_s$  = Coeficiente de minoración.

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

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

Donde:

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

$\gamma_c$  = coeficiente de minoración.

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

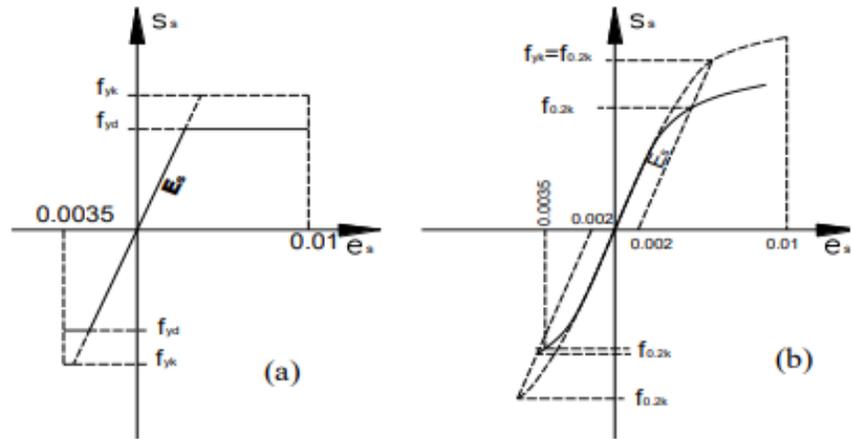
### **2.5.3.2 Diagrama tensión – deformación**

#### **2.5.3.2.1 Acero**

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

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

Figura. 2.1 Diagrama tensión – deformación.



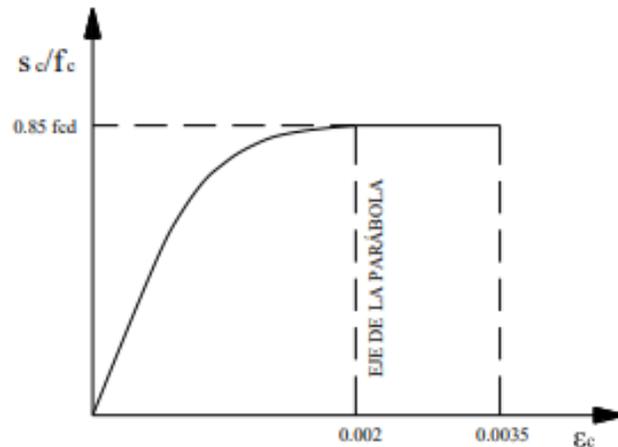
Fuente: CBH 87

### 2.5.3.2.2 Hormigón Armado

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal:

- Diagrama Parábola-Rectángulo: Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

Figura. 2.2 Diagrama parábola – rectángulo.

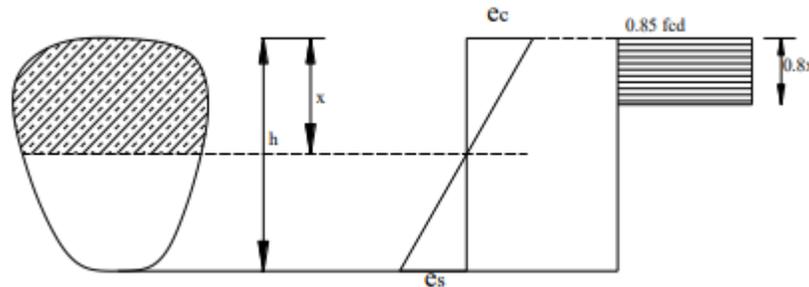


Fuente: CBH 87.

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

- Diagrama Rectangular: Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a  $0,80 x$ , siendo  $x$  la profundidad del eje neutro y la anchura  $0,85 f_{cd}$ .

Figura. 2.3 Diagrama rectangular.



Fuente: CBH 87.

### 2.5.3.3 Módulo de deformación longitudinal

#### a) Acero estructural.

Para todas las armaduras tratadas en este proyecto, como módulo de deformación longitudinal, se tomará:

$$E_s = 210.000,00 \text{ MPa.}$$

#### b) Hormigón Armado.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial  $E_0$  del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real  $\sigma - \epsilon$ ), a la edad de  $j$  días, puede tomarse igual a:

$$E_0 = 21000 * \sqrt{f_{cj}} \quad \text{en kg/cm}^2$$

Donde:

$f_{cj}$  = Resistencia característica a compresión del hormigón a  $j$  días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante,  $E_s$  (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_0 = 19000 * \sqrt{f_j} \quad \text{en } kg/cm^2$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de  $0,5f_j$ , en esta expresión debe entrarse con  $f_j$  en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón  $E_{cm}$ , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 9500 * (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad \text{en } MPa$$

$$E_{cm} = 44000 * (f_{ck} + 80)^{\frac{1}{3}} \quad \text{en } kg/cm^2$$

Normalmente,  $f_{ck}$  está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de  $E_{cm}$  corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir  $E_{cm}$  a partir de una resistencia  $f_j$  ( $t_0$ ), correspondiente a una edad  $t_0$ , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de  $E$  los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos. (CBH, 1987, págs. 33-35).

#### **2.5.3.4 Disposición de las armaduras**

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

#### **2.5.3.4.1 Distancia entre Barras**

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

- Dos centímetros.
- El diámetro de la barra más gruesa.
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido.

#### **2.5.3.4.2 Distancia a los Paramentos**

El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compactación del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes como las que recomendamos a continuación:

- a. Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b. El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Tabla 2.5 Recubrimientos Mínimos

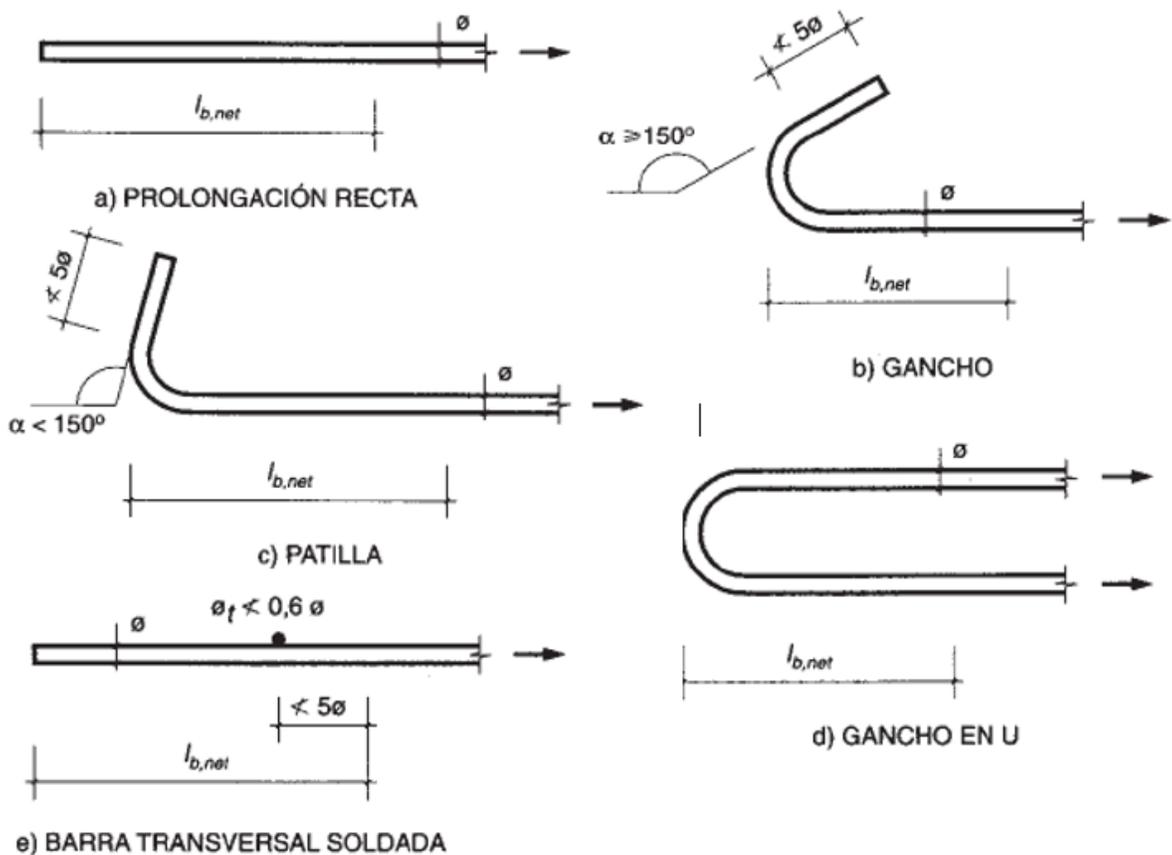
<i>Elementos</i>	<i>Recubrimiento (cm)</i>
<i>Para vigas y pilares en el interior de edificios</i>	<b>1,5</b>
<i>Para vigas y pilares al aire libre</i>	<b>2</b>
<i>Para piezas en contacto con el suelo</i>	<b>3</b>
<i>Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo</i>	<b>4</b>

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

### 2.5.3.4.3 Armaduras Anclaje

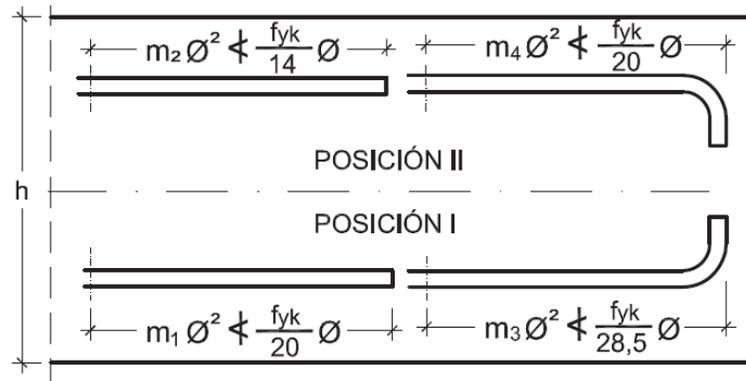
Los anclajes extremos de las barras se hacen por gancho, patilla, prolongación recta o cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para el mismo.

Figura 2.4 Formas de Anclajes



Fuente: Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya 15ª edición

Figura 2.5 Longitud de Anclaje en Centímetros



Fuente: Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya

Para barras en posición I:

$$l_{bI} = m\phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \phi \geq 15\text{cm}$$

Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1,4m\phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \phi \geq 15\text{cm}$$

Donde:

$\phi$  = diámetro de la barra en cm

m = coeficiente numérico en función del tipo de acero

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

Tabla 2.6 Longitudes de anclaje para barras corrugadas aisladas valores de los coeficientes

Hormigón $f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Acero B 400 S y B 400 SD				Acero B 500 S y B 500 SD			
	$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$	$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$
20	14	20	10	14	19	27	13	19
25	12	17	8	12	15	21	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	7	11	5	7	10	15	7	10
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Fuente: Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya

#### **2.5.3.4.4 Empalmes**

Los empalmes pueden realizarse por traslape o por soldadura, se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm. y que, para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra, el espesor del hormigón que rodea al empalme, sea como mínimo el de 2 veces el diámetro de las barras.

#### **2.5.3.4.5 Adherencia**

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo, en una viga de canto útil  $d$ , con armadura compuesta de  $n$  barras, cada una de perímetro  $u$ , tiene que cumplirse la limitación. tiene que cumplirse la limitación.

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

$\tau_{bd}$  = Resistencia de cálculo para adherencia

#### **2.5.3.4.6 Doblado de las Armaduras**

Los doblados de la armadura deben comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, (para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona del codo). En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Las operaciones de doblado deben efectuarse en frío y a velocidad moderada.

Tabla 2.7 Diámetro Mínimo de Doblado de Barras

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

Fuente: Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (15ª Edición).

### 2.5.3.5 Características Geométricas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm:

Tabla 2.8 Diámetros y Áreas de Barras Corrugadas

Diámetro mm	4	6	8	10	12	16	20	25	32
Área cm <sup>2</sup>	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

### 2.5.3.6 Características mecánicas

Las barras empleadas en el diseño de hormigón armado deben ajustarse a la característica mecánica de límite de fluencia de 5000 kg/cm<sup>2</sup>.

### 2.5.3.7 Adherencia entre Hormigón y Acero

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

### 2.5.3.8 Propiedades del Hormigón

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

Tabla 2.9 Hormigones Según su Resistencia en Mpa

Tipos de Hormigones Según su Resistencia										
H12,5	H15	H17,5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

Dónde: las cifras correspondientes a las resistencias de proyecto,  $f_{ck}$ , en MPa.

- **Consistencia.** - La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueas.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abrams de acuerdo con el método del ensayo son los siguientes:

Tabla 2.10 Asentamientos Admisibles

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	+1
Blanda	6-9	+1
Fluida	10-15	+2

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

- **Coefficiente de dilatación térmica.** - El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir:  $\alpha = 1,1 \times 10^{-5}$ , por grado centígrado.

### 2.5.3.9 Estados límites últimos

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

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, que nos indica la Norma Boliviana de Hormigón Armado, son los que se indica en la tabla.

Tabla 2.11 Coeficientes de Minoración

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

### 2.5.3.10 Diseño de losas

#### 2.5.3.10.1 Losa alivianada

Este tipo de losa trabaja con viguetas de hormigón pretensado y están unidas monolíticamente, en la capa superior con una losa de espesor mínimo. Para el complemento se colocan rellenos de plastiformo que, además de ser livianos, son aislantes térmicos y acústicos.

Dentro de las ventajas que el uso de viguetas T pretensadas ofrece son:

- La viga T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y aprobado para todo tipo de losas. Es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada y con características siempre uniformes que reemplaza a las viguetas de fabricación artesanal de hormigón armado común.
- Mayor resistencia, calidad y seguridad.
- Permite salvar grandes luces a un bajo costo.
- Aligeramiento y, por tanto, reducción del peso de la estructura.
- Reducción de materiales y mano de obra.
- De fácil colocación y manejo.
- Asesoramiento gratuito de las empresas que venden este producto.

Las características técnicas para la losa son:

- Resistencia del hormigón de 350 kg/cm<sup>2</sup>.
- Tensión de rotura de la trenza de acero 18.000 kg/cm<sup>2</sup>
- Plastiformo de 50 cm x 15 cm x 100 cm.
- Separación entre viguetas  $c = 0.38$  m

- Canto de la bovedilla  $b=20$  cm
- Espesor de la capa de compresión  $a = 5$  cm.
- Incremento del ancho del nervio 3 cm.

Figura 2.6 Geometría de losa alivianada



Fuente: Concretec Ficha técnica - Viguetas Pretensadas

### ➤ **Distribución de Presiones**

Para el diseño se puede decir que las cargas actúan en forma uniformemente distribuida sobre la totalidad del panel, como una carga típica por  $m^2$  de losa, la cual se utiliza para todos los paneles y en todos los pisos que contengan sección de losa típica.

Si se presentaran cargas concentradas grandes, éstas requieren apoyos adicionales y deben ser consideradas por aparte de la carga distribuida.

### ➤ **Carga de la losa alivianada sobre la viga**

#### a) **Carga muerta “CM”**

Para cuantificar el peso de la losa, es necesario establecer los siguientes datos, algunos se pueden obtener del proveedor:

- Altura de vigueta
- Altura de la carpeta de compresión
- Peso específico del H°A°
- Peso específico del plastroformo
- Peso de cerámica + carpeta de nivelación
- Peso por metro lineal de vigueta
- Espesor del revoque de yeso

- Longitud de vigueta
- Peso del aislante térmico

**b) Carga viva en la losa alivianada “CV”**

La carga viva será la correspondiente de acuerdo a los requerimientos de la obra.

**Carga total**

La carga total será:

$$q = CV + CM$$

Finalmente, la carga sobre la viga de apoyo es:

$$Carga = q_{total} * \frac{long. vigueta}{2}$$

No se realizará el diseño de la vigueta pretensada, porque en el medio existen viguetas fabricadas y el proveedor será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

➤ **Control de deflexiones**

Para poder cumplir con las deflexiones en los forjados, se tomará los valores de los espesores mínimos para losas recomendados por la norma CBH-87 como referencia, estos son los siguientes

- 5 cm; si no existen cargas concentradas; por ejemplo, placas para cubiertas no accesibles.
- 7 cm; si las acciones preponderantes son distribuidas o estáticas.
- 10 cm; si una parte moderada de las acciones es concentrada y dinámica; por ejemplo, placas accesibles a vehículos de turismo.
- 12 cm; si una parte importante de las acciones es concentrada y dinámica; por ejemplo, placas accesibles a vehículos pesados.
- 15 cm; placas sobre apoyos puntuales.

Pero en el punto 9.5.4.3. de la norma CBH-87 también se recomienda los siguientes espesores de las losas en función a la luz “l”. (relaciones canto/luz):

- Placas macizas, con ábacos  $h = l/35$

- Placas macizas sin ábacos  $h = 1/32$
- Placas aligeradas  $h = 1/28$
- **Armadura mínima**

Según la norma CBH-87 se recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son gobernantes hasta hormigones con  $f_{cd}=300$  kg/cm<sup>2</sup> dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

En la tabla 2.6, se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas de armaduras, que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado.

Tabla 2.12 Cuantías geométricas mínimas, referidas a la sección total de hormigón, en tanto por mil

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

### 2.5.3.11 Diseño de Vigas

Son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a esfuerzos de flexión. Recibe las cargas de las losas transmitiéndolas a las columnas y/o muros. Solamente se analizará las secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

#### 2.5.3.11.1 Análisis estructural

El análisis estructural puede realizarse mediante el uso de algún software de cálculo (CYPECAD Ingenieros Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción) como en este caso.

La finalidad es determinar los valores de solicitaciones en las secciones críticas comunes (centro de tramos y apoyos) para dimensionarlas y en secciones especiales cuya verificación sea importante.

### 2.5.3.11.2 Diseño de armadura por flexión

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$ .

$$Md = \gamma_s * M$$

Se deberá estimar el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

$$\mu d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$
$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{b_w * d * f_{cd}}$$

Donde:

$b_w$ =ancho de viga o sección

$d$ =canto útil

$f_{cd}$ = $f_{ck}/\gamma_c$ : Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd}$ =  $f_{yk}/\gamma_s$ : Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

$M_d$ : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

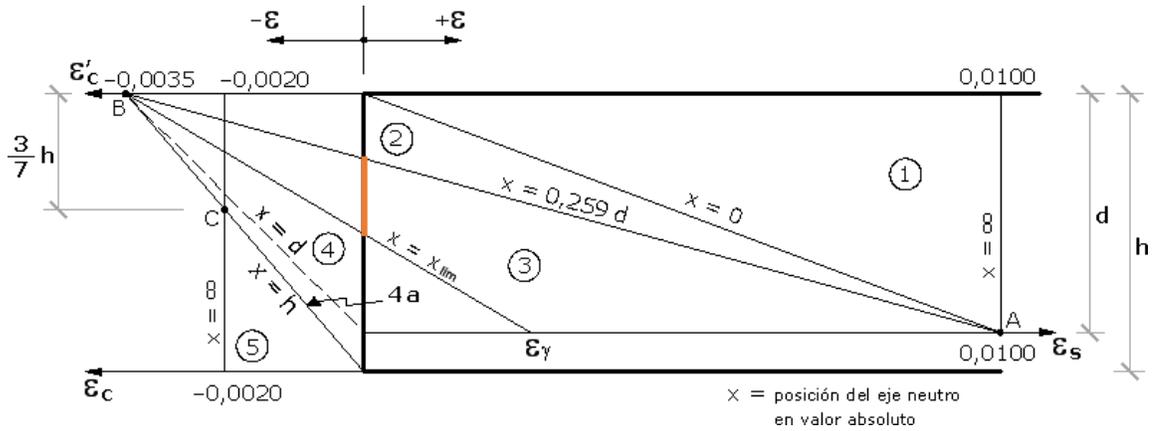
$\mu d$ : Momento flector reducido de cálculo.

$\omega$  = Cuantía mecánica.

Se calcula el valor de  $\mu_{lim}$

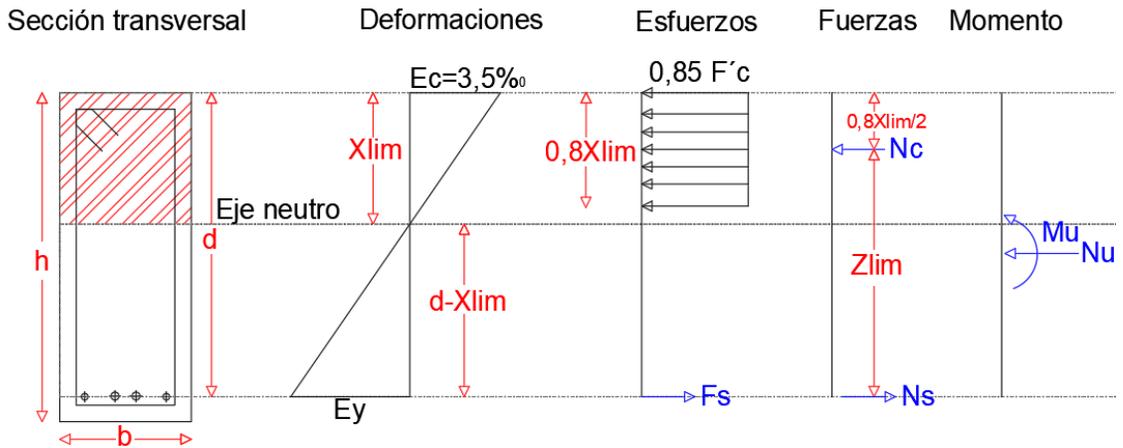
Para obtener un diseño de la armadura económico la profundidad del eje neutro debe encontrarse dentro del dominio 3,  $\mu_{2BLim} < \mu_n \leq \mu_{Lim}$  ya que en este dominio trabaja de forma simultánea el hormigón con deformación de rotura máxima a flexión y el acero que esta traccionado con deformación correspondiente al límite elástico, donde se genera tensión máxima la cual genera armadura de tracción económica.

Figura 2.7 Rango de deformaciones unitarias



Fuente: CBH-87

Figura 2.8 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y resultantes del dominio 3.



Fuente: Elaboración propia

### ➤ Constantes mecánicas mínimas

Las constantes mecánicas mínimas nos representan a la restricción del dominio 2 como límite, en el cual el acero puede deformarse máximo al 10% en tracción y el hormigón máximo al 3.5% en compresión y se define de la siguiente forma:

Acero 500MPa

a) Ecuación de compatibilidad de deformación, mediante triángulos equivalentes:

$$\frac{X_{lim}}{\varepsilon_c} = \frac{d}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow X_{lim} = \frac{d * \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow X_{lim} = \frac{d * 3,5\%_0}{3,5\%_0 + 10\%_0}$$

$$X_{lim} = \frac{7 * d}{27} \rightarrow X_{lim} = 0,259 * d \rightarrow \frac{X_{lim}}{d} = 0,259$$

b) Coeficiente de proporcionalidad, del bloque de compresión

$$X_{lim} = \varepsilon_{lim} * d$$

Despejando  $\varepsilon_{lim}$ , y reemplazando en el a), se obtiene:

$$\varepsilon_{lim} = \frac{X_{lim}}{d} = 0,259$$

c) Coeficiente de proporcionalidad, brazo elástico

$$Z_{lim} = \beta_{lim} * d$$

$$d = Z_{lim} + \frac{0,8}{2} * X_{lim}$$

De la segunda ecuación despejamos  $Z_{lim}$  y lo reemplazamos en la primera ecuación, de donde despejamos  $\beta_{lim}$ .

$$\beta_{lim} = \frac{d - \frac{0,8}{2} * X_{lim}}{d} \rightarrow \beta_{lim} = \frac{d - \frac{0,8}{2} * 0,259 * d}{d} = 0,896$$

d) Coeficiente de momento reducido

$$Md = Mto = N_c * Z_{lim} \rightarrow Mto = (0,8 * (0,85 * fcd) * b * X_{lim}) * Z_{lim}$$

Reemplazando los valores de  $X_{lim}$  y  $Z_{lim}$  se obtiene:

$$Mto = (0,68 * fcd * b * 0,259 * d) * 0,896 * d$$

$$\frac{Md}{fcd * b * d^2} = 0,1578$$

$$\mu_{lim} = 0,1578$$

### ➤ Constantes mecánicas máximas

Las constantes mecánicas máximas nos representan, a la restricción del dominio 3 como límite, en el cual el acero puede deformarse máximo al  $(fyd/Es)$  ‰ en tracción y el hormigón máximo al 3.5‰ en compresión y se define de la siguiente forma:

a) Ecuación de compatibilidad de deformación

$$\frac{X_{lim}}{\varepsilon_c} = \frac{d}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \rightarrow X_{lim} = \frac{d * \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \rightarrow X_{lim} = \frac{d * 3,5‰}{3,5‰ + \frac{fyd}{Es}}$$

b) Ecuación de equilibrio

$$\sum FH = 0 \rightarrow Nc = Ns$$

$$\sum Mto = 0 \rightarrow Mto = Nc * Z_{lim}$$

c) Coeficiente de proporcionalidad del bloque de compresión

$$X_{lim} = \varepsilon_{lim} * d$$

Despejando  $\alpha_{lim}$ , y reemplazando:

$$\varepsilon_{lim} = \frac{d * \varepsilon_c}{d(\varepsilon_c + \varepsilon_y)} \rightarrow \alpha_{lim} = \frac{3,5\%_0}{3,5\%_0 + \frac{fyd}{Es}} = \frac{3,5\%_0}{3,5\%_0 + 2,07} = 0,628$$

d) Coeficiente de proporcionalidad, brazo elástico

$$Z_{lim} = \beta_{lim} * d$$

Despejando  $\beta_{lim}$ , y reemplazando:

$$\beta_{lim} = \frac{d - \frac{0,8}{2} * X_{lim}}{d} \rightarrow \beta_{lim} = \frac{d - \frac{0,8}{2} * 0,628 * d}{d} \rightarrow \beta_{lim} = 0,748$$

e) Coeficiente de momento reducido

$$Md = Mto = N_c * Z_{lim} \rightarrow Mto = (0,8 * (0,85 * fcd) * b * X_{lim}) * Z_{lim}$$

Reemplazando:

$$Mto = (0,68 * fcd * b * \alpha_{lim} * d) * \beta_{lim} * d$$

$$\frac{Md}{fcd * b * d^2} = 0,68 * \alpha_{lim} * \beta_{lim}$$

$$\mu_{lim} = 0,68 * 0,628 * 0,748 = 0,319$$

$$\mu_{lim} = 0,319$$

Tabla 2.13 Valores límite

fy (kp/cm2)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd (kp/cm2)	1910	2090	3480	3650	4000	4348
$\xi_{lim}$	0,793	0,779	0,679	0,668	0,648	0,628
$\mu_{lim}$	0,366	0,362	0,335	0,332	0,326	0,319
$\omega_{lim}$	0,546	0,536	0,467	0,46	0,446	0,432

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

### Si $\mu_{lim} \geq \mu d$ no necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción. Por lo que, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- Con el valor del momento reducido, ingresar a la tabla universal para obtener la cuantía mecánica de la armadura.
- Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$As = \omega * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Estimar la armadura mínima y el valor de “ $w_{min}$ ”

$$As_{min} = \omega_{min} * bw * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

- Adoptar la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

### **Si $\mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresión**

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

Por lo que, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión.

$$\delta = \frac{r}{d}$$

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \delta}$$

$$\omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

Donde:

$\omega_{lim}$  = Este valor se obtiene de la tabla universal.

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

$\omega_{s2}$  = Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

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

$r$  = Recubrimiento geométrico.

- Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s2} = \frac{\omega_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

As1= Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

- Calcular la armadura mínima, y el valor de  $\mu$  se obtiene de la tabla valores limites

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d$$

- Adoptar la mayor (As1-As2) armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

Tabla 2.14 Tabla Universal para flexión simple o compuesta

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

Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya 15ª edición

### 2.5.3.11.3 Diseño de armadura de corte

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura, suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras.

Resulta que el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante  $V_{cu}$ . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor,  $V_d \leq V_{cu}$ , no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales.

Al suponer que el hormigón resiste  $V_{cu}$ , las armaduras transversales necesarias para resistir  $V_{su}$  trabajarán como celosía; este trabajo de celosía no aumenta las tensiones tangenciales en el hormigón, puesto que sólo crea en el mismo, compresiones inclinadas según bielas, y las armaduras recogen todas las tracciones. Únicamente será necesario comprobar que las citadas compresiones no llegan a agotar al hormigón.

#### ➤ Procedimiento de cálculo

Una vez organizadas las armaduras principales y conocida la sección en que deja de ser necesaria cada barra, hay que comprobar las distintas secciones a cortante:

Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón,  $V_{cu}$ , y el valor de agotamiento por compresión del alma,  $V_{ou}$ .

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

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

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \left( \frac{kg}{cm^2} \right)$$

Donde:

$V_{cu}$ = Cortante absorbido por el hormigón.

$V_d$ = Cortante de cálculo del hormigón.

$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$  = Resistencia convencional del hormigón a cortante (Kg/cm<sup>2</sup>).

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma$  = Resistencia de cálculo del hormigón (Kg/cm<sup>2</sup>).

$d$  =Canto útil.

$b_w$  =Ancho del alma.

Estos valores hay que compararlos, en las distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo,  $V_d = \gamma_f * V$ , pudiendo presentarse los siguientes casos:

- Si  $V_d \leq V_{cu}$ , el hormigón de la pieza resiste por sí sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm, ni la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0,85 * d$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

- Si  $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$ , hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual,  $V_{su} = V_d - V_{cu}$ .

Se calcula entonces:

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}}$$

Donde:

$A_s$  =Área de acero necesaria para resistir el cortante.

$s$ =Separación de estribos (como una regla práctica se puede tomar 100 cm y determinar la armadura para cortante cada metro).

$d$  =Canto útil.

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

- Si  $V_d > V_{ou}$ , es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

➤ **Cuantía mínima**

Para que la armadura transversal pueda tenerse en cuenta en la resistencia a esfuerzo cortante, su cuantía mínima debe ser igual o mayor que 0.02:

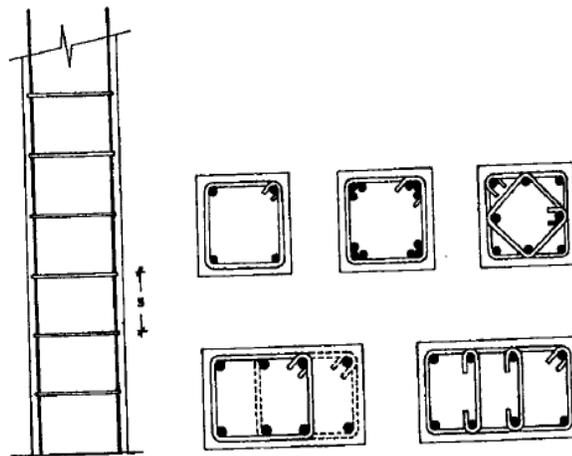
$$A_{s_{min}} = \frac{0,02 * f_{cd} * b_w * s}{f_{yd}}$$

Esta cantidad de acero estará distribuida en 1 metro lineal de viga, si se utiliza esta expresión. La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 5000 kg/cm<sup>2</sup>.

### 2.5.3.12 Diseño de Columnas

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno de los dos ejes de las secciones transversales y esta acción puede introducir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

Figura 2.9 Secciones Típicas de soporte de Hormigón Armado



Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya”

#### 2.5.3.12.1 Longitud de pandeo

Una estructura se llama traslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo  $l_0$  de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en el Tabla 2.15 en función de la sustentación de la pieza.

Tabla 2.15 Longitud de pandeo de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud $l$ .	$k$
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
Soportes elásticamente empotrados	0.70
Otros casos	0.90

Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya”

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse traslacional o debe considerarse traslacional.

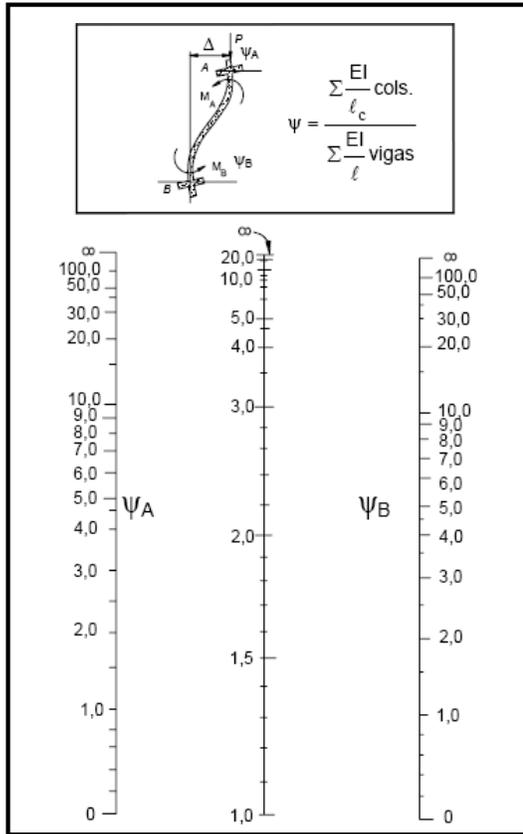
Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

*Longitud de pandeo  $l_0 = k * l$  ( $k$  se obtiene entrando con  $\Psi$ )*

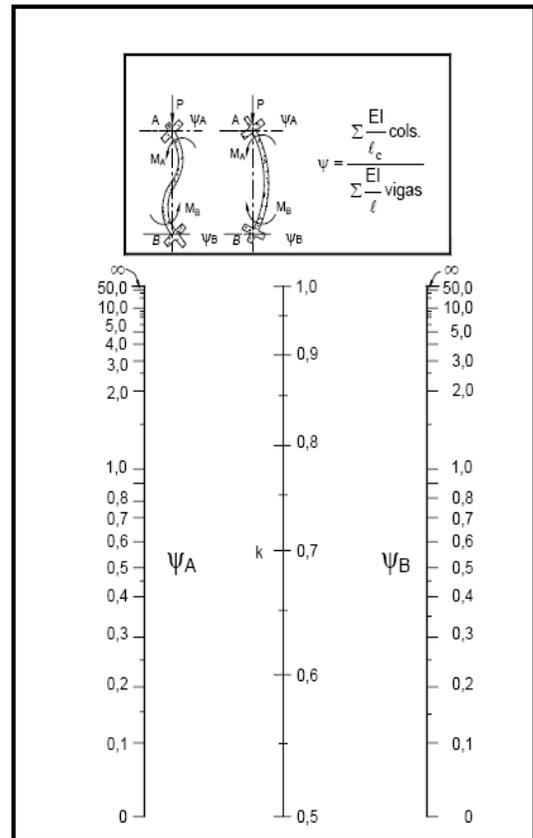
$$\psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todos los pilares}}{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B)$$

Tabla 2.16 Nomogramas para determinar el Coeficiente de Pandeo

Pórticos Traslacionales



Pórticos Intraslacionales



Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

2.5.3.12.2 Esbeltez Geométrica y Mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación  $\lambda_g = \ell_o/h$  entre la longitud de pandeo y la dimensión  $h$  de la sección en el plano de pandeo; y la esbeltez mecánica a la relación  $\lambda = \ell_o/i_c$  entre la longitud de pandeo y el radio de giro  $i_c$  de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que  $i_c = \sqrt{I/A}$ , siendo  $I$  y  $A$  respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la Norma Boliviana de Hormigón Armado son los que se mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas  $\lambda < 35$  (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces

geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

- Para esbelteces mecánicas  $35 \leq \lambda < 100$  (geométricas  $10 \leq \lambda_o < 29$ ), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas  $100 \leq \lambda < 200$  (geométricas  $29 \leq \lambda_o < 58$ ), debe aplicarse el método general; para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas  $\lambda > 200$  (geométricas  $\lambda_o > 58$ ).

#### ➤ **Columnas cortas de concreto reforzado**

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma. Si la esbeltez mecánica es menor que 35 (equivalentes en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores que 10) se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales con que está construida.

Se considera que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

#### ➤ **Columnas intermedias**

Este tipo de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica ( $35 \leq \lambda < 100$ ), donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados que vienen recomendados por la norma CBH-87.

#### **2.5.3.12.3 Flexión esviada**

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.

- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

El último caso es, sin duda el más frecuente en el que se encuentran.

La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento, de sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

#### ➤ **Sección rectangular con armadura simétrica**

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, donde la única incógnita es la armadura total.

En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación:

#### ➤ **Ábacos adimensionales en roseta**

Para realizar el cálculo, cuando las piezas se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de

interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos ( $v, \mu_x, \mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón para poder observar las rosetas, consultar el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

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

#### **2.5.3.12.4 Compresión simple**

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

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

#### **2.5.3.12.5 Excentricidad Mínima de Cálculo**

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores,  $h/20$  y 2cm siendo  $h$  el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

#### **2.5.3.12.6 Método de la excentricidad ficticia**

Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de 100 ( $\lambda \leq 100$ ). Se distinguen dos (2) casos,

según sean o no iguales las excentricidades iniciales en los extremos del pilar.

- **Excentricidad de primer orden.**

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

$$e_{oy} = \frac{Mdy}{Nd} \qquad e_{ox} = \frac{Mdx}{Nd}$$

- **Excentricidad accidental.**

Excentricidad accidental “ $e_a$ ”, toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal. Según la norma CBH-87 en el punto 8.3.2.3 se obtiene la siguiente ecuación para este tipo de excentricidad.

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

Siendo “ $c$ ” la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

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

La excentricidad ficticia “ $e_{fic}$ ”, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden “ $e_o$ ”, tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

La referencia de esta ecuación se encuentra en la sección 8.3.5.2.1 de la Norma Boliviana CBH-87.

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \frac{c + 20e_o}{c + 10e_o} \cdot \frac{\ell_o^2}{i} \cdot 10^{-4}$$

- **Excentricidad Final.**

Es la suma de todas las excentricidades:

$$e(x, y)_{final} = \text{mayor}(e_o, e_a) + e_{fic}$$

### **2.5.3.12.7 Método general de cálculo**

En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que, al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, se consideran los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones. Estas deformaciones son evaluadas tomando en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia.

Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores y programas especiales, siendo además un método de comprobación y no de dimensionamiento.

### **2.5.3.12.8 Disposición relativa a las armaduras**

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

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

- **Armaduras longitudinales**

Las limitaciones en las dimensiones de refuerzo más importantes son las siguientes:

- Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse, por lo menos de una barra en cada esquina de la sección.
- En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones: La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos para evitar su pandeo.
- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm del diámetro de la

mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

Momento reducido

$$\mu = \frac{N_d * e}{h * b^2 * f_{cd}}$$

Axial reducido

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

De los ábacos en roseta se determina la cuantía mecánica  $\omega$

- **Cuantías límites**

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas,  $A_1$  y  $A_2$ , las siguientes limitaciones:

$$\begin{aligned} A_1 * f_{yd} &\geq 0,05 * N_d & A_2 * f_{yd} &\geq 0,05 * N_d \\ A_1 * f_{yd} &\leq 0,5 * A_c * f_{cd} & A_2 * f_{yd} &\leq 0,5 * A_c * f_{cd} \end{aligned}$$

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

$$A_s * f_{yd} \geq 0,10 * N_d \qquad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Donde:

$A_c$ = El área de la sección bruta de hormigón

$f_{yd}$ = Resistencia de cálculo del acero, en este caso de 5000 kg/cm<sup>2</sup>.

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

$N_d$ =Esfuerzo axial de cálculo

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

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

- **Armadura transversal**

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

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

$$S \leq b \text{ o } h \text{ (el de menor dimension)}$$

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

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

$$S \leq 12\phi$$

Donde:

$\phi$  = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

- En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a  $12*\phi$ .
- El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6 mm.

### 2.5.3.13 Muro de sótano

#### 2.5.3.13.1 Tipología de muros de sótano

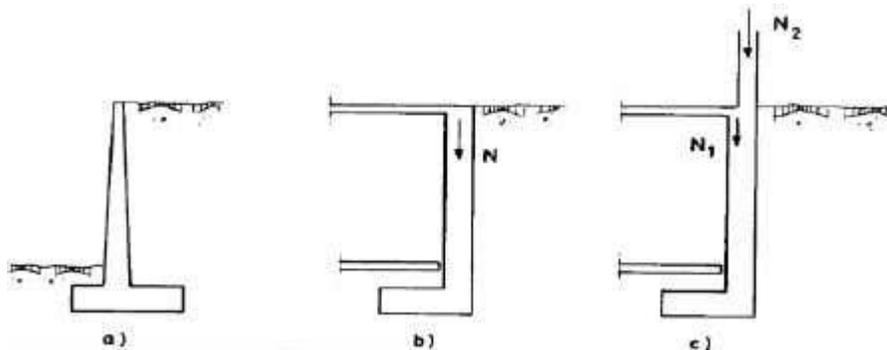
Existen dos tipos elementales de muros de sótano, de un nivel y de varios niveles. Para estructuras de pequeña magnitud se construye generalmente sólo un nivel de sótano, donde aparte del peso propio, recibe como única carga vertical la reacción del apoyo muro-losa.

#### 2.5.3.13.2 Diferencia de funcionamiento entre muros de sótano y muros de contención

Los principios de funcionamiento de los muros de contención y los muros de sótano son diferentes; dado que, un muro de contención se comporta básicamente como un voladizo empotrado en el cimiento y, su fin primordial es el de retener un terreno o relleno (fig. 3a). Mientras que, un muro de sótano se comporta generalmente como una losa de uno o varios vanos, donde el tipo de apoyo depende de la clase de muro requerido de acuerdo al diseño, pudiendo estar empotrado, apoyado o anclado en el forjado.

La fricción entre el cimiento y el suelo hace innecesaria la disposición de algún tipo de apoyo adicional a nivel de la cimentación. Además, los muros de sótano cumplen dos funciones a la vez: como espacio de almacenamiento u otro semejante y, de retención del suelo.

Figura 2.10 a) Muro de contención, b) y c) tipos de muros sótano



Fuente: J. Calavera.

$N_1$  = Carga proveniente del apoyo muro-losa

$N_2$  = Carga del peso de la superestructura

### 2.5.3.13.3 Funciones de los muros de sótano

Las funciones más comunes que desempeñan los muros de sótano pueden ser:

- a) Retener el empuje horizontal que ejerce la masa de suelo sobre el muro.
- b) Transmitir las cargas provenientes de las plantas superiores si hubiere, o bien, de otras cargas existentes sobre el relleno más el peso propio del muro al cimiento.
- c) Y como se mencionó anteriormente, los muros de sótano en conjunto sirven de almacenamiento o cualquier uso parecido.

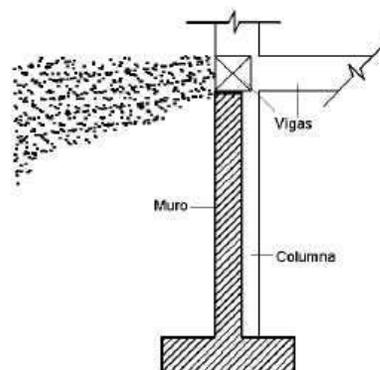
Como cualquier obra civil, la construcción de muros de sótano conlleva al análisis del suelo por medio de ensayos de laboratorio, con el fin de predecir el comportamiento del terreno bajo las cargas transmitidas a éste, provenientes de la estructura total y su entorno en general.

### 2.5.3.13.4 Tipos de muros de concreto reforzado utilizados en sótanos

#### a) Muro en voladizo

Cuando un muro se diseña como muro en voladizo, este trabaja en forma individual a la superestructura. Dadas sus características se puede considerar como un muro de contención, ya que el único apoyo será su propio cimiento. Sus dimensiones serán de acuerdo al análisis contra volteo, deslizamiento, capacidad de carga, etc., o bien, dependiendo de su diseño en particular.

Figura 2.11 Muro de sótano en voladizo

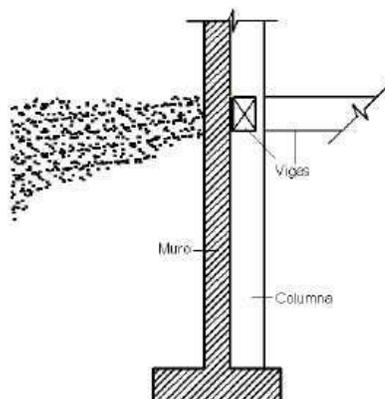


Fuente: J. Calavera.

### b) Muro simplemente apoyado

Este tipo de muro va apoyado en extremo superior sobre las vigas, por medio de juntas especiales entre el muro y la viga. Y en el cimiento en su extremo inferior.

Figura 2.12 Muro de sótano simplemente apoyado



Fuente: J. Calavera.

#### 2.5.3.13.5 Diseño del muro de sótano

##### ➤ Cálculo del empuje

Coefficiente de presión en reposo

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

Presión vertical

$$\sigma_v = \text{Sobrecarga} + \text{Peso suelo}$$

Presión horizontal

$$\sigma_h = q * k_0$$

$$\sigma_h = \sigma_v * k_0$$

#### 2.5.3.13.6 Solicitaciones ELS y ELU

Aquí se deben distinguir dos tipos de análisis. EL análisis en estado de servicio, que sirve generalmente para conocer la estabilidad del muro respecto del empuje. Este análisis no se realizará acá pues las losas de fundación y de entrepiso contienen el muro con factores de seguridad muy altos. Esto conlleva a decir sin temor a equivocarnos que el suelo no fallará en este caso.

Lo que queda entonces es el análisis en Estado Límite Último, que consiste en encontrar las solicitaciones producto de cargas «mayoradas» y así luego encontrar el acero en el muro.

Entonces lo que hacemos en este caso es incrementar el empuje del suelo en 1.6, según la combinación de carga sugerida por la norma.

## **2.5.4 Estructura complementaria**

### **2.5.4.1 Escaleras**

Los sistemas de escaleras son una parte imprescindible de una edificación que presente varios niveles. La función primordial que tienen es conectar un punto de la estructura con otro, ubicado dentro de la misma, pero con diferentes cotas de nivel.

Es recomendable que posean una inclinación entre  $20^\circ$  y  $40^\circ$ , pues para pendientes menores se suelen utilizar rampas.

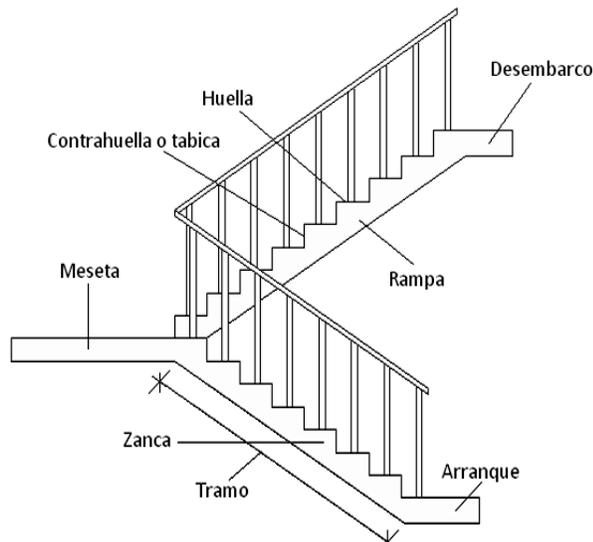
Las huellas “h” miden entre 25 cm y 30 cm y las contrahuellas “C” entre 16 cm y 19 cm.

Las partes que puede tener una escalera son:

- Tramo: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- Descanso: Parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas. Cada nivel de piso es descanso principal.
- Huella: Parte horizontal del escalón.
- Contrahuella: Parte vertical del escalón.
- Baranda: Protección de la escalera.

Figura 2.13 Partes componentes de una escalera

Fuente: Internet



#### 2.5.4.1.1 Idealización de escaleras

Para el cálculo de escaleras no existe una metodología normada, es por eso que, comúnmente se las calcula como losas macizas, representadas por vigas en su mayor longitud, variando de acuerdo a diferentes análisis los tipos de apoyos longitudinales que puedan tener.

- La figura 2.12a representa una viga sometida a una carga vertical uniforme. Se trata de un elemento isostático que no genera reacciones horizontales y donde el momento flector en cualquier punto, independientemente de la geometría de la viga, es positivo.

En este caso se presenta un planteamiento muy común de cálculo. La losa está simplemente apoyada en las vigas del inicio y final, de manera que transmite sus cargas a las mismas. La desventaja de este modelo, surge al no producirse momentos negativos a lo largo del elemento, lo cual ocasiona que en muchos casos se asuma un momento flector negativo igual a una porción del máximo positivo o una armadura negativa igual a una porción de la calculada para el momento máximo positivo.

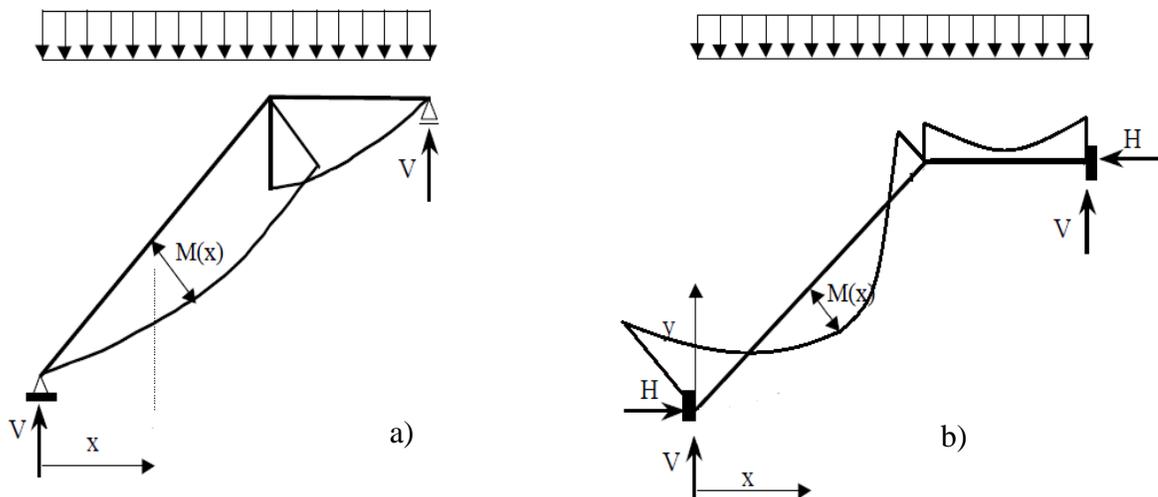
- La figura 2.12b representa una viga de igual geometría a la anterior. Sin embargo, se encuentra empotrada en sus extremos. Los momentos flectores máximos positivos

resultan en consecuencia menores, sin embargo, se generan momentos de distinto signo.

Este planteamiento es basado en obtener un cálculo de momentos negativos al inicio y al final del elemento. Con este análisis se producen momentos negativos y positivos, evitando así asumir valores o porcentajes; pero tiene la desventaja de que el momento flector positivo se ve reducido por las condiciones de apoyo planteadas.

La simplificación más frecuente a realizarse en los cálculos consiste en utilizar el dimensionamiento de armaduras para el momento flector positivo correspondiente a la figura 2.12a, tomando previsiones en el armado para cubrir los momentos negativos correspondientes al funcionamiento estructural indicado en la figura 2.12b.

Figura 2.14 Diagrama de momentos de una escalera



Fuente: Elaboración propia

#### 2.5.4.1.2 Cargas y solicitaciones

Las escaleras son estructuras inclinadas y las cargas actúan verticalmente. La determinación de los momentos flectores y reacciones se puede realizar de las siguientes dos maneras:

- En proyección horizontal. El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{max(+)} = \frac{q_u * L^2}{8}$$

- Inclinada. El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{max(+)} = \frac{q_{un} * L^2}{8}$$

Los resultados obtenidos empleando cualquiera de las dos formas de cargar al tramo de la escalera son iguales. Se recomienda usar primero el de la proyección horizontal, dado que se asimila al de una viga horizontal, pero sin olvidar que las reacciones resultarán inclinadas en los apoyos.

Las cargas serán todas aquellas que estarán permanentes como: los escalones, el peso propio de la losa, el peso de la carpeta de mortero empleado para el piso, el peso del piso y el peso de las barandas sobre los escalones de la escalera.

### 2.5.4.1.3 Proceso de Cálculo

p= huella

cp=contra huella

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

$$M_{u_{diseño}} = \alpha * M_{max}$$

Donde:

$$\alpha=0,8-1.0$$

#### ➤ Cálculo del espesor de la losa de la escalera

Espesor de la losa:

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

Donde:

t = Espesor de la losa (cm).

L<sub>n</sub> = Longitud horizontal de la escalera (cm).

Para el cálculo del espesor se toma un valor constructivo respecto del *t* promedio calculado.

➤ **Ángulo de inclinación de la huella:**

$$\cos\theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

Donde:

p=longitud del paso (cm).

cp=longitud del contrapaso (cm).

Altura inicial

$$ho = \frac{t}{\cos\theta}$$

Altura media

$$hm = ho + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{cp}{2}$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la  
escalera  
hm = Altura media

➤ **Cálculo de la carga última**

$$qu = Pp + Acab + Sc$$

Donde:

qu = Carga última que actúa sobre la escalera

Pp = Peso propio

Acab = Acabados

Sc = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión.

➤ **Cálculo del canto útil**

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

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

$\Phi$  = Diámetro del hierro

➤ **Cálculo de la armadura positiva**

$$\mu d = \frac{Md}{b * d^2 * fcd}$$

$$As = w * b * d * \frac{fcd}{fyd}$$

Donde:

As = Área de armadura positiva

fc = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm<sup>2</sup>)

fy = Límite de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

➤ **Disposición de la armadura**

$$As = \frac{Nbarras * \pi * \theta^2}{4}$$

$$S = \frac{b - 2 * r * \theta}{Nbarras - 1}$$

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho \min 0,0015 < \rho < \rho \max 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

➤ **Refuerzo de momento negativo**

$$(-)AS = \frac{(+)\text{As}}{2}$$

$$A_{smin} = 0,0015 * b * d$$

$$A_{smin} < (-)As$$

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

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

$$S = \frac{A\theta}{A_{st}}$$

Donde:

$A_{st}$  = Área de armadura transversal

$A\Phi$  = Área de la barra de hierro

#### **2.5.4.2 Rampa**

Una rampa es un plano inclinado, un elemento arquitectónico que tiene la función de comunicar dos planos de distinto nivel, de modo que se salve una diferencia de altura en un determinado espacio.

Lo que ofrece la rampa es un camino descendente o ascendente para trasladarse de un espacio a otro a través de su superficie.

Esta estructura consta de tres elementos:

**Longitud.** -Es la distancia entre el principio y final de la rampa.

**Altura.** -Es la distancia entre la parte más alta de la rampa y el suelo.

**Pendiente.** -Es la inclinación que forma la rampa y el suelo.

La medida adoptada por el ministerio de educación está orientada a unificar criterios de diseño, construcción y readecuación para las instituciones educativas públicas, privadas y de convenio en todo el territorio del Estado Plurinacional de Bolivia, garantizando de esta manera la eliminación de barreras arquitectónicas y brindando las condiciones de accesibilidad a los espacios físicos.

### 2.5.4.2.1 Datos generales

L= longitud de la rampa en estudio.

a= ancho de la rampa.

Espesor de la losa

$$hf = \frac{luz}{40}$$

análisis de carga

$$q_{rampa} = hf * \gamma H^{\circ} A^{\circ}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$q = \frac{q_{rampa}}{\cos \alpha}$$

$$q_{acabados}$$

$$q_{cm} = q_{rampa} + q_{acabados}$$

$$Sc = \frac{500kg}{m^2}$$

Por lo tanto, la carga total es:

$$q_t = q_{cm} + Sc$$

Aplicando el coeficiente de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total:

$$q_d = \gamma f * q_t$$

### 2.5.4.2.2 Idealización de la rampa

La idealización de las cargas sobre la rampa se puede representar de forma horizontal, por lo cual puede ser diseñado como elemento sometido a flexión y Corte.

Se verifica según los casos que nos presentan las tablas de coeficiente para losas macizas rectangulares:

Fórmulas de coeficientes para losas.

$$L_x = m \text{ lado de menor longitud.}$$

$L_y = m$  lado de mayor longitud.

La relación del valor de ancho y largo de la rampa:

$$\frac{L_x}{L_y}$$

Con los que se obtiene los resultados siguientes:

$$\Delta = 0,0001 * q * \delta * \frac{Lx^4}{\varepsilon * h^3}$$

$$My+ = 0,0001 * q * m_{(y+)} * Lx^2$$

$$Mx- = 0,0001 * q * m_{(x-)} * Lx^2$$

$$Mx+ = 0,0001 * q * m_{(x+)} * Lx^2$$

#### 2.5.4.2.3 Comprobación de flechas

De acuerdo a lo que hace referencia la norma CBH-87 (pág. 196) el valor máximo de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros es  $L/300$ , siendo la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultánea de cargas permanentes y cargas variables, ya que no existen cargas de muros ni tabiques sobre la losa.

En caso de vigas o forjados que tengan que soportar muros o tabiques que han sido construido de cemento, la flecha máxima admisible será  $L/500$ .

Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{admisible} = \frac{l}{500}$$

Deflexión máxima real de la losa:

$$\Delta_{admisible} > \Delta_{real}$$

#### 2.5.4.2.4 Canto útil

$$d = h - r$$

### 2.5.4.2.5 Armadura de diseño a flexión

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}}$$

Con  $\mu d$  una cuantía mecánica de  $\omega$

$$As = \omega * bw * d * b * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Determinación de la armadura mínima:  $(As)_{\omega_{min}}=0,0015$

$$As_{min} = \omega_{min} * bw * h$$

Como  $As > As_{min}$  se escogerá el área  $As$  mayor.

Para determinar el número de barras se considerará el diámetro:  $\Phi$  a utilizar por el área de la barra, entonces el número de barras a usar será:

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{As_{\phi}}$$

Luego se procede a comparar las armaduras obtenidas de manera manual Vs a las armaduras obtenidas con el programa utilizado Cypecad.

## 2.5.5 Fundaciones

### 2.5.5.1 Losa de fundación

La losa de fundación algunas veces es también llamada placa de fundación, o platea de fundación, son elementos estructurales de hormigón armado, cuya finalidad es: transmitir cargas mediante la losa al suelo. La losa de fundación abarca la superficie de apoyo máxima disponible bajo el edificio, es decir que puede cubrir el área entera bajo una estructura.

El uso de una losa de fundación, está especialmente indicado cuándo la superficie de fundación mediante zapatas aisladas o corridas, supera el sesenta por ciento de la planta de la construcción, caso en el cual podría resultar más económico utilizar una losa de fundación.

“En resumen, se puede concluir indicando que la losa de fundación, es una estructura de

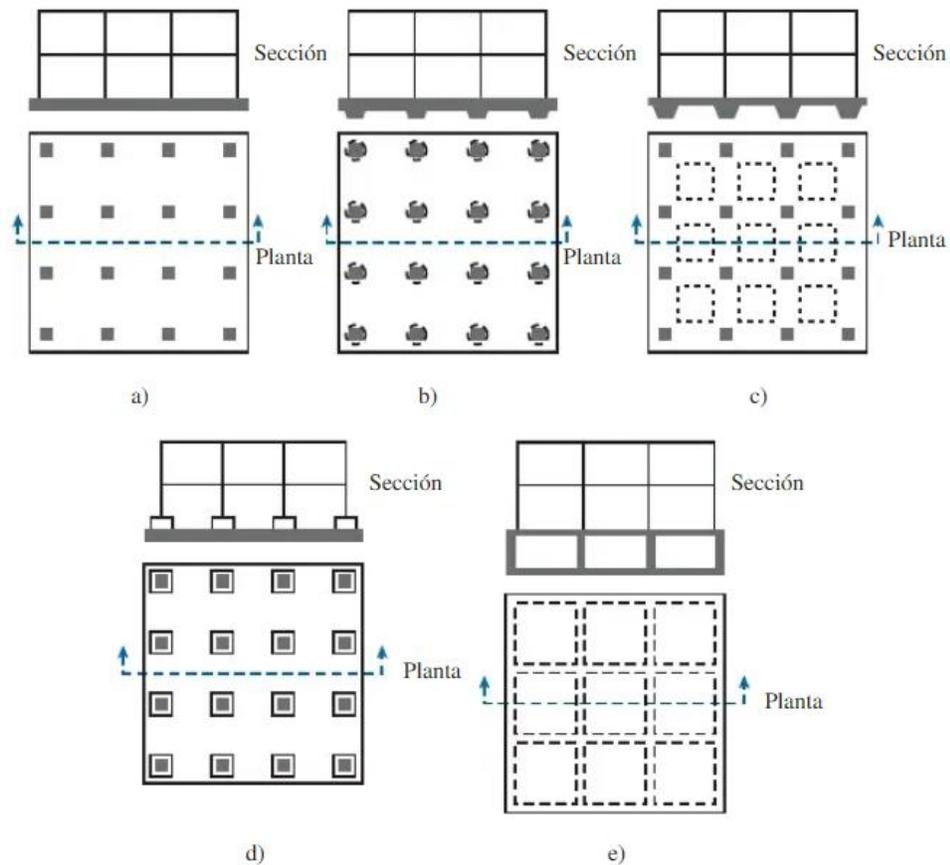
hormigón armado cuyo objetivo es el de transmitir la carga de muchas columnas hacia una superficie de suelo con la finalidad de obtener una mejor distribución de esfuerzos”.

### 2.5.5.2 Tipos de losas de fundación

Actualmente se usan vario tipos de losas de fundación, incluye los siguiente:

- Losa de canto constante (espesor uniforme) (figura 4.1. (a))
- Losa con mayor espesor bajo las columnas (figura 4.1. (b))
- Losa con vigas en dos direcciones (figura 4.1. (c))
- Losa de canto constante con pedestal (figura 4.1. (d))
- Losa con muretes integrados para sótano o cajón de fundación (figura 4.1. (e))

Figura 2.15. Tipos comunes de losas de fundación.



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das

La losa puede apoyarse en pilotes, lo que ayuda a reducir el asentamiento de una

estructura construida sobre suelo altamente compresible. si el nivel freático es alto, frecuentemente se coloca las losas sobre pilotes para controlar la flotación.

### 2.5.5.3 Diseño de armadura de refuerzo por flexión

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$ .

$$M_d = \gamma_s * M$$

Se deberá estimar el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

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

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

Donde:

$b_w$ =ancho de viga o sección

$d$ =canto útil

$f_{cd}$ = $f_{ck}/\gamma_c$ : Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd}$ =  $f_{yk}/\gamma_s$ : Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

$M_d$ : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

$\mu_d$ : Momento flector reducido de cálculo.

$\omega$  = Cuantía mecánica.

Se calcula el valor de  $\mu_{lim}$  que se obtiene de la tabla universal de flexión simple y compuesta

#### **Si $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesita armadura a compresión**

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción. Por lo que, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- Con el valor del momento reducido, ingresar a la tabla universal para obtener la

cuantía mecánica de la armadura.

- Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

- Estimar la armadura mínima y el valor de “ $w_{min}$ ”

$$A_{s_{min}} = \omega_{min} * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

- Adoptar la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

### **Si $\mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresión**

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

Por lo que, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión.

$$\delta = \frac{r}{d}$$

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \delta}$$

$$\omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

Donde:

$\omega_{lim}$  = Este valor se obtiene de la tabla universal

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

$\omega_{s2}$  = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\delta$  = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

$r$  = Recubrimiento geométrico

- Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s2} = \frac{\omega_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

As1= Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

- Calcular la armadura mínima, y el valor de  $\mu$  se obtiene de la tabla valores limites

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d$$

- Adoptar la mayor (As1-As2) armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

## 2.6 Estrategia para la ejecución del Proyecto

### 2.6.1 Especificaciones Técnicas

Son aquellas que definen la calidad de la obra que se desea ejecutar, en términos de calidad y cantidad de los trabajos en general.

En el caso de la realización de estudio o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos, ya que sirven para definir la calidad del producto, la cual no se puede apreciar de manera visual en los planos. De modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir y que vaya acompañado con los requerimientos, evitando así interpretaciones equivocadas.

Su objetivo radica en que en determinado momento ayuda a aclarar un proceso de diseño y/o constructivo.

En cualquier caso, en las Especificaciones Técnicas se establecerá necesariamente los siguientes datos de los materiales para la obra:

- Tipo, clase y categoría de cemento.
- Tipos de acero.

- Resistencia especificada para el hormigón

Si para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán, separadamente, cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrá de emplearlos.

En relación con el proceso de ejecución de la obra, se deberán detallar los siguientes aspectos:

- Disposiciones de cimbra y encofrados, cuando no sean las usuales.
- Proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (dilatación, hormigonado, etc.).
- Proceso de curado, tiempo y condiciones en que debe efectuarse.
- Proceso de desencofrado y descimbramiento.
- Tolerancias dimensionales.

### **2.6.2 Cómputos Métricos**

En todo proyecto se deberá incluir un detallado y completo cómputo métrico, y/o mediciones, tanto de las cantidades de hormigón y acero a utilizarse en la construcción de la estructura como de las excavaciones y rellenos, y demás elementos auxiliares requeridos. Por otra parte, deberán especificarse también las características correspondientes a dichos materiales, necesarios para poder efectuar su correcta valoración al confeccionar el presupuesto de la obra.

Se recomienda realizar las mediciones, expresando: las excavaciones y rellenos, en metros cúbicos; los hormigones, en metros cúbicos; las armaduras en kilogramos y en la unidad que convenga.

Cuando por circunstancias especiales se considere necesario, en los cómputos métricos podrán incluso detallarse por separado, los datos correspondientes a cada uno de los materiales componentes del hormigón.

### **2.6.3 Precios unitarios**

Precio unitario es el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse por unidad

de concepto terminado y ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad. La integración de este requiere del conocimiento técnico de la obra y del marco normativo vigente.

Esto ayuda a obtener un soporte práctico y podrá evaluar el rendimiento de la fuerza de trabajo y del equipo que intervienen en cada concepto, así como el costo de los insumos de acuerdo a cada región económica.

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos). La enumeración de los costos y cargos mencionados para el análisis, cálculo e integración de estos, tiene por objeto cubrir en la forma más amplia posible los recursos necesarios para realizar cada concepto de trabajo.

#### **2.6.4 Presupuesto**

Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

#### **2.6.5 Planeamiento y cronograma**

El cronograma de ejecución de obra es una representación gráfica y ordenada con tal detalle para que un conjunto de actividades, de la parte estructural de la obra, se lleven a cabo en un tiempo estipulado y bajo condiciones que garanticen la optimización del tiempo.

Esta herramienta indica la organización del proyecto, en la realización de una serie de pasos para la culminación de actividades. Son la base principal de ejecución de una producción organizada a través de un plan de obra.

## CAPÍTULO III

### INGENIERÍA DEL PROYECTO

En relación al marco teórico, previamente expuesto en el capítulo anterior, en este capítulo se aplica en el Diseño Estructural de La Nueva Unidad Educativa Carmen Echazú.

#### 3.1 Análisis de la Topografía

El plano del levantamiento topográfico, fue otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de la ciudad de Tarija, el terreno cuenta con una superficie de 3660 m<sup>2</sup>, del cual el proyecto ocupa una parte de ella, la infraestructura de aulas ocupa un área de 1440 m<sup>2</sup>, y tomando en cuenta su jardinería y alrededores permitiendo la libre circulación, el área es de 2000 m<sup>2</sup>, topográficamente cuenta con desniveles que son de consideración. Ver (ANEXO A-1). En el área de emplazamiento del proyecto se tiene un desnivel de 6 metros, En la parte más baja se tiene la cota de 1861 msnm y la cota más elevada es de 1867 msnm.

Se realizó una verificación de la topografía con nivel ingeniero, y se obtuvo datos con respecto al nivel de la calle y a la quebrada, ya que, en el levantamiento topográfico otorgado por la Alcaldía, no presenta esos datos, para posterior definir la cota de emplazamiento.

Figura 3.1 Fotografía del Levantamiento Topográfico



Fuente: Elaboración propia

Como se tiene un desnivel de 6 metros de altura, se realiza una explanación, considerando una alternativa, de que se tenga un equilibrio en el movimiento de tierras en corte y relleno, con los datos obtenidos con respecto al nivel de la calle y a la quebrada, se define el emplazamiento del proyecto, en la cota 1864.65 msnm, para el piso de la planta baja, que viene a ser la cota 0,00 del proyecto, teniendo una explanación única para toda la infraestructura, luego definir la profundidad de la fundación.

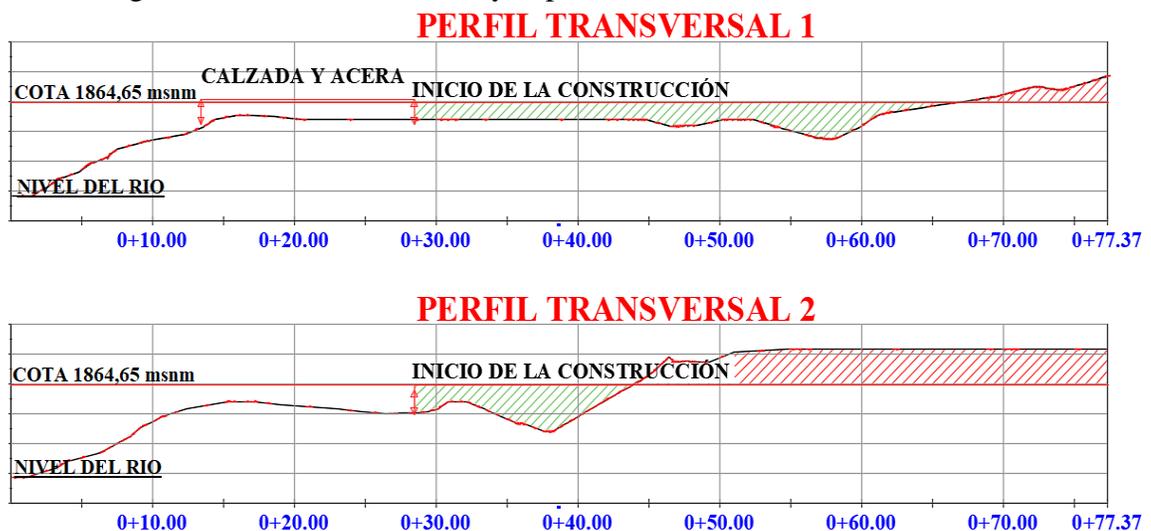
Definido la cota de emplazamiento, el análisis realizado llega a la conclusión, de los 2000 m<sup>2</sup> de área de emplazamiento, 770 m<sup>2</sup> se tiene para realizar el respectivo corte de terreno y el resto del área, requiere de relleno.

También un dato importante que se tiene es el estudio de suelo que nos permite conocer las propiedades geotécnicas y su capacidad portante del suelo, que más adelante se desarrolla.

Realizado la explanación se tiene un corte de alrededor de 1200 m<sup>3</sup>, la explanación y los perfiles de terreno natural se muestra en el anexo A-1 (Topografía del terreno y Explanación)

La explanación se realiza en la cota 1864,65 msnm. En la figura 3.2 se muestra el perfil de del terreno y la explanación para el proyecto, la cota de la quebrada es de 1858,74msnm, a una profundidad de 5,91 metros de la cota 0,00 definida del proyecto.

Figura 3.2 Perfiles del terreno y explanación

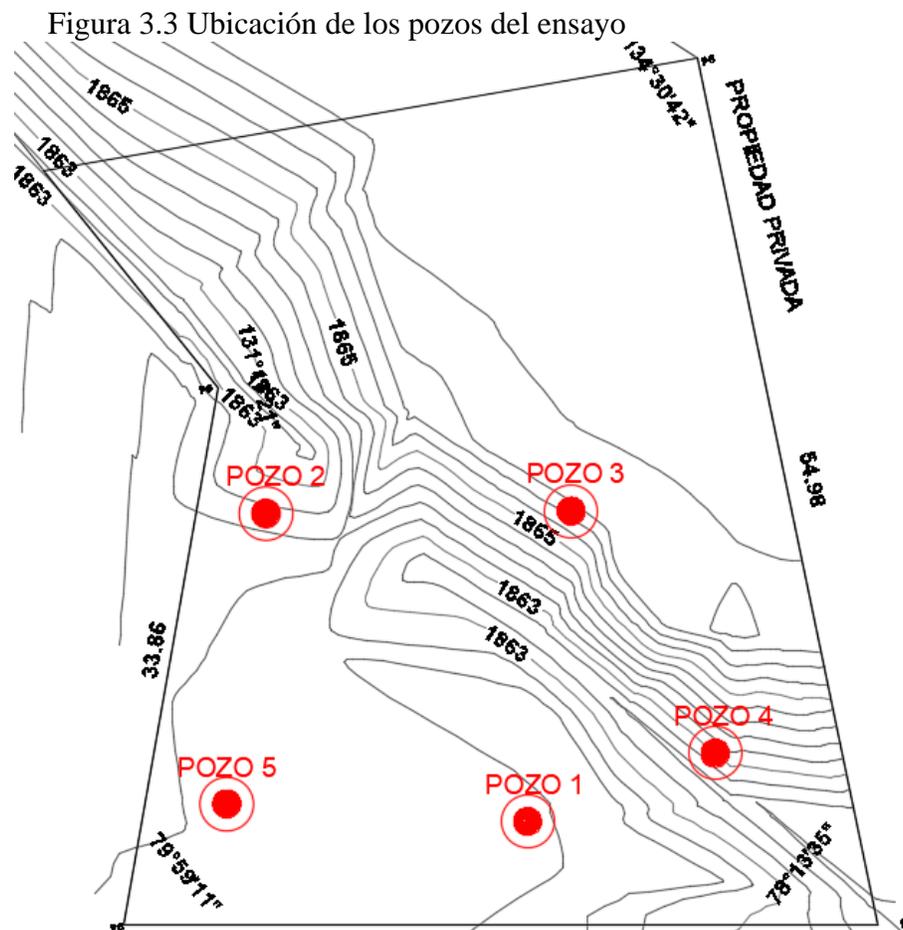


Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la Figura 3.2 se tiene zonas donde requiere de un relleno, para dicho relleno se realizará compactación en capas no mayores a 25 cm, el material será seleccionado del corte de la explanación. Visitado al lugar de emplazamiento del proyecto, se pudo observar que, en las zonas de corte, se tiene capas de material granular, el cual es apto para la compactación. Se tendrá material excedente que se muestra en el computo métrico y en las especificaciones técnicas su finalidad.

### 3.2 Análisis del Estudio de Suelos

El estudio de suelo se realizó juntamente con la institución involucrada, la Alcaldía de la ciudad de Tarija. Previa inspección al terreno, se procedió con la ubicación de cinco pozos, para el ensayo de SPT, a distintas profundidades, los pozos están ubicados como se muestra en la Figura 3.3. Se les ubicó en las zonas próximas a las columnas, que tendrá la edificación.



Fuente: Elaboración propia

Se procedió con la excavación de los pozos y se pudo observar los extractos de suelo que se tiene a distintas profundidades, en los cinco pozos hay relleno desde 0,5 metros a 2,00 metros de profundidad de acuerdo a la ubicación de los pozos y la topografía.

Figura 3.4 Fotografías de la excavación de los pozos



Fuente: Elaboración propia

Una vez excavado se realizó el ensayo del SPT y los resultados obtenidos son muy bajos a continuación se describe cada pozo y en el ANEXO A-2 (Estudio de suelo) se muestra las propiedades geotécnicas de cada pozo y los resultados de los ensayos.

El ensayo en el POZO 1 se hizo a una profundidad de 2.10 metros del terreno actual, tiene una altura de 1,40 metros de relleno y 0,70 metros de suelo firme, la muestra de suelo analizada, se clasifica como suelo limoso de baja plasticidad con arena del tipo A-4 según la clasificación A.A.S.H.O. Obteniendo una resistencia de carga admisible máxima probable de  $0,70 \text{ kg/cm}^2$  y con respecto a la cota definida de emplazamiento, la profundidad del ensayo es de 3,24 metros.

El ensayo en el POZO 2 se hizo a una profundidad de 2.80 metros del terreno actual, tiene una altura de 2,00 metros de relleno y 0,80 metros de suelo firme, la muestra de suelo analizada, se clasifica como suelo limoso de baja plasticidad con arena del tipo A-4 según la clasificación A.A.S.H.O. Obteniendo una resistencia de carga admisible máxima probable de  $0,50 \text{ kg/cm}^2$  y con respecto a la cota definida de emplazamiento, la profundidad del ensayo es de 3,12 metros.

El ensayo en el POZO 3 se hizo a una profundidad de 2.40 metros del terreno actual, tiene una primera capa de 0.60 metros de suelo limo arenoso del tipo A-4, la segunda capa de 0,90 metros de suelo granular mezcla de arena y grava del tipo A-2-4 y la tercera capa hasta la profundidad del ensayo de 0,90 metros, la muestra de suelo analizada, se clasifica como un suelo arcilloso de alta plasticidad del tipo A-7-6 según la clasificación A.A.S.H.O. Obteniendo una resistencia de carga admisible máxima probable de 0,80 kg/cm<sup>2</sup> y con respecto a la cota definida de emplazamiento, la profundidad del ensayo es de 2,41 metros. Este pozo se encuentra donde no se presenta ningún relleno.

El ensayo en el POZO 4 se hizo a una profundidad de 2.50 metros del terreno actual, tiene una primera capa de 1,00 metros de suelo limo arenoso del tipo A-4, la segunda capa de 0,70 metros de suelo granular mezcla de arena limosa con grava del tipo A-2-4 y la tercera capa hasta la profundidad del ensayo de 0,80 metros, la muestra de suelo analizada, se clasifica como un suelo arcilloso de baja plasticidad del tipo A-4 según la clasificación A.A.S.H.O. Obteniendo una resistencia de carga admisible máxima probable de 0,70 kg/cm<sup>2</sup> y con respecto a la cota definida de emplazamiento, la profundidad del ensayo es de 4.90 metros.

Figura: 3.5 Fotografías del Ensayo de SPT



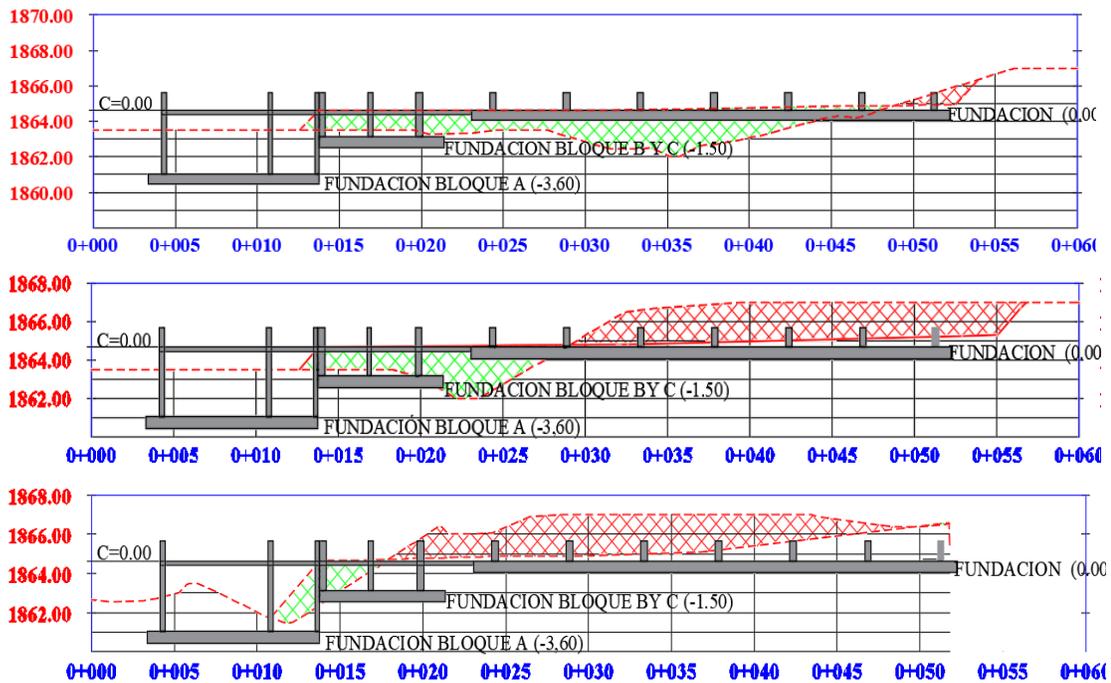
Fuente: Elaboración propia

El POZO 5 se hizo la excavación a una profundidad de 4,20 metros del terreno actual, tiene una profundidad de 2,00 metros de relleno, la segunda capa de 1,30 metros de suelo limoso con mezcla de arena del tipo A-4 y la tercera capa de 0,90 metros, la muestra de

suelo analizada, se clasifica como un suelo granular mezcla de arena limosa con grava del tipo A-2-4 según la clasificación A.A.S.H.O. y con respecto a la cota definida de emplazamiento, la profundidad de la excavación y extracción de la muestra es de 4,70 metros.

Se elige como capacidad portante máxima admisible para el proyecto de  $q_{adm}=0,7$  kg/cm<sup>2</sup> se elige este dato porque a la profundidad realizado el ensayo, se tiene un extracto consolidado, de más de 0,70 metros por encima del ensayo, en el área que requiere de relleno, se encuentran los pozos 1 y 2 y a mayor profundidad del ensayo, se encuentra un suelo granular, mezcla de arena limosa con grava una capa explorada de 0,90 metros por debajo del ensayo que se muestra en el pozo 5 y en el área que requiere corte se encuentran los pozos explorados 3 y 4, presentan suelo arcilloso de 0,70 y 0,80 metros por encima del ensayo y por más encima una capa de suelo granular de 0,90 y 0,70 metros. La fundación se diseña por encima de la capa de suelo granular, que es apto para fundación, se define tres niveles de fundación, de acuerdo a la topografía y al estudio de suelo, complementando al diseño arquitectónico un subsuelo en el área que se tiene mayor altura de relleno a continuación se muestra los perfiles de emplazamiento.

Figura 3.6 Perfiles de emplazamiento de fundación.



Fuente: Elaboración propia

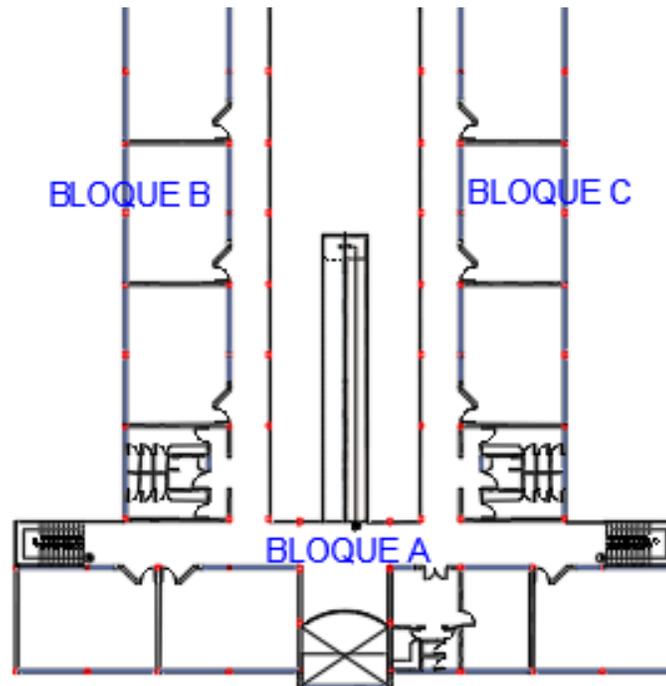
### 3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico elaborado por el Gobierno Autónomo Municipal de la ciudad de Tarija, consiste en una edificación de tres niveles destinados a ambientes, como aulas de estudio, ambientes administrativos, laboratorios, etc. En general todos los ambientes son amplios, de luces considerables de acuerdo a sus finalidades ver ANEXO A-3 (Planos Arquitectónicos).

A continuación, se detalla de qué consta cada nivel:

En acuerdo a la ubicación de sus ambientes se divide con juntas de dilatación en tres bloques, bloque A, bloque B y bloque C como se muestra en la Figura 3.5.

Figura 3.7 Asignación de bloque



Fuente elaboración propia

#### ➤ **Planta Baja:**

Bloque A.- Consta de 2 Aulas, secretaría, Dirección, cocineta, taller de técnica y 2 escaleras.

Bloque B.- Baterías de baños, laboratorio de física, laboratorio de química, taller de cocina, 1 kiosco y Portería.

Bloque C.- Batería de baños, 3 aulas y una escalera.

➤ **Primer piso**

Bloque A.- Consta de 2 aulas, secretaría, Dirección, cocineta, taller de tecnología y 2 escaleras.

Bloque B.- Baterías de baños, taller de biología, laboratorio de robótica, salón de música, depósito de instrumentos y gabinete psicológico.

Bloque C.- Batería de baños, 3 aulas y una escalera.

➤ **Segundo piso**

Bloque A.- Consta de 2 aulas, secretaría, Dirección, cocineta y salón multifuncional.

Bloque B.- Baterías de baños, 2 aulas, biblioteca, depósito de libros, ambiente cámara de seguridad.

Bloque C.- Batería de baños, salón de actos 250 personas más su escenario, camerino mujeres y camerino varones.

El diseño arquitectónico tiene la cubierta de cercha metálica con calamina trapezoidal a dos aguas y azotea en los bloques B y C destinados para tinacos de agua, las elevaciones de cada planta son de 3,96 metros.

Cuenta con una rampa hasta la segunda planta, entre los bloques B y C totalmente independiente.

➤ **Subsuelo en el bloque A:**

Se diseña el subsuelo en el bloque A, por razones del estudio de suelo, debido a que en la zona del bloque A se tiene un suelo relleno de mayor altura, es más viable realizar el retiro del relleno para realizar la fundación y diseñar un subsuelo que se pueda dar la funcionalidad de depósito, gimnasio, o implementar un taller, etc. Se diseña con 2 accesos de escaleras y con ventanales de baja altura hacia la calle.

### **3.4 Planteamiento estructural**

En el planteo estructural se analiza la disposición de la estructura, dimensión, ubicación de los distintos elementos estructurales, que vendrán dispuestos de acuerdo al

plano arquitectónico, tomando en cuenta la luz a cubrir, tipo de cubierta, tipo de fundación, tipo de columnas y losas.

#### **3.4.1 Estructura de Cubierta**

La estructura de la cubierta está compuesta de tres bloques, bloque A, bloque B y bloque C, separados por juntas de dilatación, en los tres bloques se diseña una estructura de sustentación de cerchas metálicas a dos aguas, con calamina trapezoidal dispuestas de manera que soporte las cargas presentes en la cubierta.

Teniendo en cuenta el espaciamiento que debe existir entre cada cercha, se tiene en cuenta el diseño de correas, elementos horizontales, verticales y diagonales. Se presenta un diseño de uniones de soldaduras.

Para transmitir los esfuerzos causados por las cerchas hacia la estructura de soporte, en este caso la estructura de la edificación, se realiza el diseño con ayuda del programa Cypecad.

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

La estructura de sustentación de la edificación, está compuesta por pórticos de columnas de sección cuadrada, rectangular y además de vigas compuestas de sección rectangular en los tres bloques.

El diseño de las losas se optó por losa aligerada de viguetas pretensadas y complemento de plastroformo como estructuras de entrepisos.

Todas las losas, están apoyadas directamente sobre una viga, que absorberán las solicitaciones y transmitirán hacia las columnas, y estas a su vez al terreno de fundación.

#### **3.4.3 Estructuras complementarias**

En el caso de la estructura de tránsito vertical, como la rampa o las escaleras, el diseño está dado por losa maciza, ya que los espesores suelen ser pequeños y no complican el diseño del mismo.

#### **3.4.4 Fundaciones**

La fundación se diseña una losa de canto constante debido a las características del suelo y situación del terreno natural. El desarrollo se encuentra en el capítulo IV.

### 3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural

Para realizar el cálculo de los elementos zapatas, columnas, vigas, losas, escaleras y rampa se emplea hormigones y aceros con las siguientes resistencias:

Hormigón:  $f_{ck}=21$  MPa

Acero:  $f_{yk}=500$  MPa

La resistencia admisible del suelo en el cual se fundará la obra a una profundidad de 3.60 metros es de  $q=0,070$  MPa

#### ➤ Pre-dimensionamiento

- **Columnas.** - Las columnas están definidas por una cara de 0.35m debido al diseño arquitectónico y se adopta una sección de 0.35 m por x variable

Sección adoptada  $A_c = 35 \text{ cm} * x \text{ variable}$

- **Vigas longitudinales**

Para una luz máxima de  $l = 6,40 \text{ metros}$

$$h = \frac{l}{12} = \frac{6,40}{12} = 0,533 \text{ m}$$

*Altura adoptada = 55 cm*

*base adoptada = 25 cm*

Sección adoptada  $b * h = 25 \text{ cm} * 55 \text{ cm}$

- **Vigas transversales**

Para una luz máxima de  $l = 4,50 \text{ metros}$

$$h = \frac{l}{12} = \frac{4,50}{12} = 0,38 \text{ m}$$

*Altura adoptada = 40 cm*

$$\text{Base adoptada} = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Sección adoptada  $b * h = 20 \text{ cm} * 40 \text{ cm}$

### ➤ Datos de elevación de plantas

Las plantas tienen las siguientes elevaciones:

Tabla 3.1 Elevación de plantas

<b>Grupo</b>	<b>Planta</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Cota (m)</b>
<b>6</b>	Cubierta (+11.88)	3.96	<b>11,88</b>
<b>5</b>	Segundo Piso (+7.92)	3,96	<b>7,92</b>
<b>4</b>	Primer Piso (+3.96)	3.96	<b>3,96</b>
<b>3</b>	Planta Baja (0.00)	0.70	<b>0,00</b>
<b>2</b>	Cimentación (-0.70)	0,80	<b>-0,70</b>
<b>1</b>	Cimentación (-1.50)	2,10	<b>-1,50</b>
<b>0</b>	Cimentación (-3,60)		<b>-3,60</b>

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.1 Análisis de cargas

#### ➤ Determinación de la carga de servicio

Se determina cinco tipos de carga

- Peso propio
- Carga muerta (CM)
- Sobrecarga de uso (Q)
- Carga del viento
- Carga de la nieve y granizo

#### 3.5.1.1 Peso propio

El peso propio de la estructura, no se determina, debido a que el software Cypecad 2018 utilizado lo considera por defecto para el cálculo.

#### 3.5.1.2 Carga muerta

Se necesita calcular la carga muerta no estructural que son: el peso de la carpeta de nivelación de mortero sobre la losa, mortero para pegar la cerámica, piso cerámico y cielo raso para estructura, cielo falso y peso de la calamina para la estructura de la cubierta.

En la tabla a continuación se muestran los resultados calculados:

Tabla 3.2 Carga muerta no estructural calculado

<b>Carga muerta de acabados en la estructura CM</b>			
Carpeta de nivelación CM1	Altura	0,04	m
	P. Especifico mortero	21	kN/m <sup>3</sup>
	<b>CM1=</b>	<b>0,84</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Mortero para cerámica CM2	Altura	0,01	m
	P. Especifico mortero	21	kN/m <sup>3</sup>
	<b>CM2=</b>	<b>0,21</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Piso cerámico CM3	Altura	0,01	m
	P. Especifico mortero	18	kN/m <sup>3</sup>
	<b>CM3=</b>	<b>0,18</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Cielo raso CM4	Altura	0,02	m
	P. Especifico mortero	12,5	kN/m <sup>3</sup>
	<b>CM3=</b>	<b>0,25</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carga total</b>	CM1+CM2+CM3+CM4=	1,48	kN/m <sup>2</sup>
	<b>CM Adoptada=</b>	<b>1,5</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carga muerta para la cubierta metálica CMC</b>			
Cielo Falso	CMC1=	0,3	kN/m <sup>2</sup>
Peso de la calamina	CMC2=	0,08	kN/m <sup>2</sup>
<b>Carga total</b>	<b>CMC=</b>	<b>0,38</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Fuente: Elaboración Propia

➤ **Carga muerta de muros más revoque espesor 20 cm y h=3,46m**

Se utilizará ladrillo de 6 huecos, de largo 24cm, alto 12 cm y ancho 18 cm, separación horizontal 2 cm, separación vertical 2 cm y con revoque a doble cara de 2 cm. La altura correspondiente de piso a piso es de 3.96 m, de la cual se resta la altura de la viga de 0,50 m obteniendo una altura de muro de 3,46 m. en la tabla 3.2 se demuestra el proceso de cálculo de carga de muro.

Tabla 3.3 Determinación de carga de muro por metro lineal.

<b>PESO MURO LADRILLO</b>			
Espesor de Muro		E=	20,00 cm
Dimensiones de Ladrillo			
	Ancho	a =	18,00 cm
	Alto	h =	12,00 cm
	Largo	l =	24,00 cm

Dimensiones de mortero			
	Sep. Horizontal	SH=	2,00 cm
	Sep. Vertical	SV=	2,00 cm
Dimensiones de Revoques			
	Revoque grueso 2 caras	erg=	2,00 cm
	Revoque Fino 2 caras	erf=	0,70 cm
Cantidad de ladrillos por metro cuadrado			
	filas	f=	7,143
	columnas	c=	3,846
	Ladrillos/m <sup>2</sup>		27,47
Cantidad de mortero por metro cuadrado			
	Área ladrillos	al=	0,79 m <sup>2</sup>
	Área Mortero	am=	0,21 m <sup>2</sup>
	Volumen Ladrillo	VL=	0,14 m <sup>3</sup>
	Volumen Mortero	VM=	0,04 m <sup>3</sup>
	Volumen Rev. grueso	Vg=	0,02 m <sup>3</sup>
	Volumen Rev. Fino	Vrf=	0,01 m <sup>3</sup>
Cálculo de Pesos			
	P. Especifico. Ladrillo	g <sub>lad</sub> =	900,00 kg/m <sup>3</sup>
	P. Especifico. Mortero	g <sub>lad</sub> =	2100,00 kg/m <sup>3</sup>
	P. Especifico. Rev. Grueso	g <sub>rg</sub> =	2100,00 kg/m <sup>3</sup>
	P. Especifico. Rev. Fino	g <sub>rf</sub> =	1200,00 kg/m <sup>3</sup>
	Peso Ladrillo	PL =	128,18 kg/m <sup>2</sup>
	Peso Mortero	PM =	78,92 kg/m <sup>2</sup>
	Peso Rev. grueso	Prg=	42,00 kg/m <sup>2</sup>
	Peso Rev. Fino	Prf=	8,40 kg/m <sup>2</sup>
	<b>Peso Total</b>	<b>PT =</b>	<b>257,50 kg/m<sup>2</sup></b>
Altura de Muro		H =	<b>3,46 m</b>
Peso de Muro por metro lineal		P =	<b>890,95 kg/m</b>

Fuente: elaboración propia

Se adopta una carga de  $CMM = 8,85kN/ml$  de muro de espesor  $E=20$  cm,

De igual manera se determina el peso de los muros, para los distintos espesores y alturas, los cuales se encuentran en los ANEXOS A-5.

➤ **Carga muerta de brandado metálico**

Se adopta una carga de brandado de 1kN

**3.5.1.3 Sobrecarga de uso**

Las sobrecargas se definen de acuerdo a la tabla 4.1 de la normativa NB1225002-1 según el tipo de servicio, la tabla se encuentra en el ANEXO A-4 donde se remarcan los valores utilizados para el diseño.

**3.5.2 Estructura de sustentación de cubierta**

La normativa utilizada para el diseño de los elementos de la cubierta es AISI (American Iron and Steel Institute ) por el método (LFRD) Acero conformado en frío. Para las acciones gravitacionales sobre la estructura la normativa NB1225002-1 y Acciones del viento en la estructura. La normativa NB1225003-1.

**3.5.2.1 Análisis de carga**

Se determinan las siguientes cargas:

- Cargas permanentes
  - Cubierta y accesorios
  - Correas
- Carga viva
- Carga de viento
- Carga de nieve
- **Cargas permanentes** (Cubierta calamina trapezoidal y accesorios)  
Peso de la calamina trapezoidal y accesorios 0,08kN/m<sup>2</sup>
- **Sobrecarga de uso** (carga viva  $L_r = 0,96 * R_1 * R_2$ )

Área tributaria.

$$A_t > 56m^2$$

$$R_1 = 0,6 \text{ para } A_t \geq 56 \text{ m}^2$$

$$F = 0,12 * pendiente = 0,12 * 25 = 3 < 4$$

$$R2 = 1 \text{ para } F \leq 4$$

$$Lr = 0,96 * R1 * R2 = 0,96 * 0,6 * 1 = 0,576 kN/m^2 \quad \text{asumido } Lr = 0,60 kN/m^2$$

➤ **Carga de viento**

Presión dinámica

$$qz = 0,613 * kz * kzt * kd * V^2 * I$$

$$kz=1,05$$

$$kzt=1$$

$$Kd=0,85 \text{ factor de direccionalidad}$$

$$I=1,15 \text{ factor de importancia tipo III}$$

$$V=24m/s \text{ velocidad del viento en la ciudad de Tarija}$$

$$qz = 0,613 * 1,05 * 1 * 0,85 * 1,15 * 24^2 = 362,4 N/m^2 = 0,36 kN/m^2$$

Presión de diseño (Edificios cerrados)

$$p = qz * ((G * Cp) - (GCpi))$$

$$Cp = -1: \text{Barlovento} \quad Cp = -0,5: \text{Sotavento}$$

$$G = 0,85 \text{ efecto de rafaga} \quad GCpi = \pm 0,18$$

Presión barlovento

$$pb = (0,36 * 0,85 * -1) - (0,36 * 0,18) = -0,37 kN/m^2$$

Descomposición

$$pbz = -0,3592 kN/m^2 \quad pbx = -0,09 kN/m^2$$

Presión sotavento

$$ps = (0,36 * 0,85 * -0,5) - (0,36 * 0,18) = -0,22 kN/m^2$$

Descomposición

$$pbz = -0,21kN/m^2 \quad pbx = -0,05kN/m^2$$

➤ **Carga de nieve**

$$q_{nieve} = 0,85 * 3 * 0,15 = 0,38kN/m^2$$

➤ **Carga muerta de Cielo falso**

$$CMc1 \text{ cielo falso} = 0,2kN/m^2 \quad CMc2 \text{ estruc. met.} = 0,1 kN/m^2$$

$$CMc = CMc1 + CMc2 = 0,2kN/m^2 + 0,1 kg/m^2 = 0,3kN/m^2$$

### 3.5.2.2 Combinaciones de carga

Con el propósito de incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al momento de estimar las magnitudes de las cargas vivas y cargas muertas en el diseño de la estructura, se presentan a continuación los siguientes factores de carga, según método L.R.F.D.

Lo que dispone la normativa LRFD son las siguientes combinaciones de carga.

- a)  $U = 1.4D$
- b)  $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- c)  $U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,8W)$
- d)  $U = 1.2D + 1W + 0.5L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- e)  $U = 1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$
- f)  $U = 0,9D \pm (1W \text{ o } 1,0E)$

➤ **Combinación de carga a barlovento**

Tabla 3.4 Carga crítica en barlovento

Combinación de carga	D (kN/m <sup>2</sup> )	Lr (kN/m <sup>2</sup> )	W (kN/m <sup>2</sup> )	S (kN/m <sup>2</sup> )	Carga crítica U (kN/m <sup>2</sup> )
U=1.4D	0,08	0,60	-0,36	0,38	0,11
U=1.2D+0.5Lr					0,40
U=1.2D+0.5S					0,29
U=1.2D+1.6Lr +0,5W					0,77
U=1.2D+1.6S+0,5W					0,42
U=1.2D+1W +0.5Lr					-0,18
U=1.2D+1W +0.5S					-0,29
U=1.2D+0,2S					0,29
U=0.9D+1W					-0,50
Máximo					0,77

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, en sentido Y de barlovento tenemos una carga de 0,77kN/m<sup>2</sup>

➤ **Combinación de carga a sotavento**

Tabla 3.5 Carga crítica en sotavento

Combinación de carga	D (kN/m <sup>2</sup> )	Lr (kN/m <sup>2</sup> )	W (kN/m <sup>2</sup> )	S (kN/m <sup>2</sup> )	Carga crítica U (kN/m <sup>2</sup> )
U=1.4D	0,08	0,60	-0,21	0,38	0,11
U=1.2D+0.5Lr					0,40
U=1.2D+0.5S					0,29
U=1.2D+1.6Lr +0,5W					0,89
U=1.2D+1.6S+0,5W					0,54
U=1.2D+1W +0.5Lr					0,06
U=1.2D+1W +0.5S					-0,04
U=1.2D+0,2S					0,29
U=0.9D+1W					-0,26
Máximo					0,89

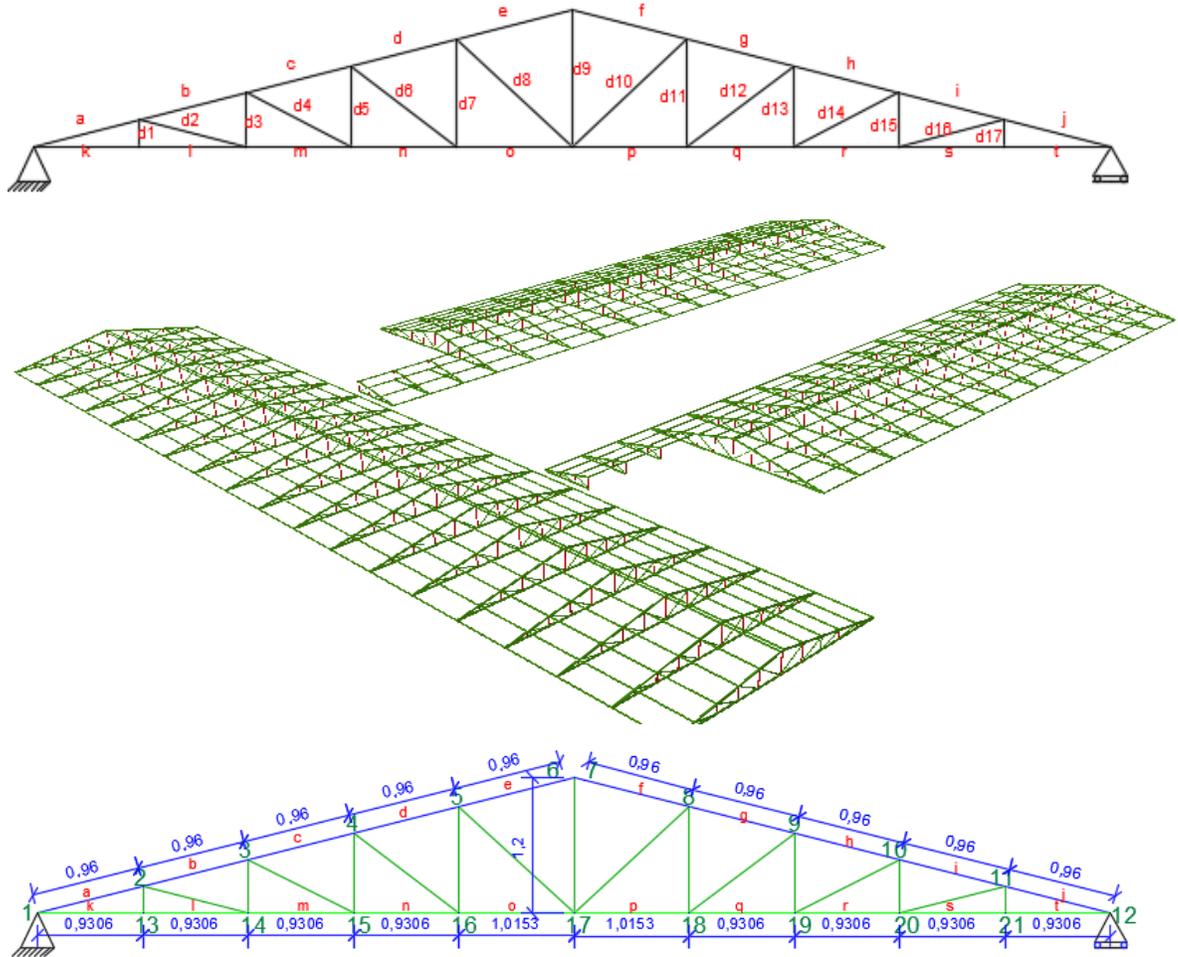
Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, en sentido Y de sotavento tenemos una carga de 0,89kN/m<sup>2</sup>

El valor mayor en cada caso de combinación se nombra carga crítica, el cual deberá ser utilizado en el diseño estructural.

➤ **Geometría de la cercha**

Figura 3.8 Disposición geométrica de la cercha metálica



Fuente elaboración propia

Angulo de inclinación  $14,2^\circ$

Pendiente 25% respecto a la horizontal

Separación de cerchas 2,3 m. d acuerdo a la figura

Todos los factores, hipótesis, acciones, disposición geométrica y especificaciones y La verificación de los elementos que componen la cercha se encuentran en el ANEXO A-5 (Verificación de los elementos que componen la cercha)

### 3.5.3 Estructura de sustentación de la edificación

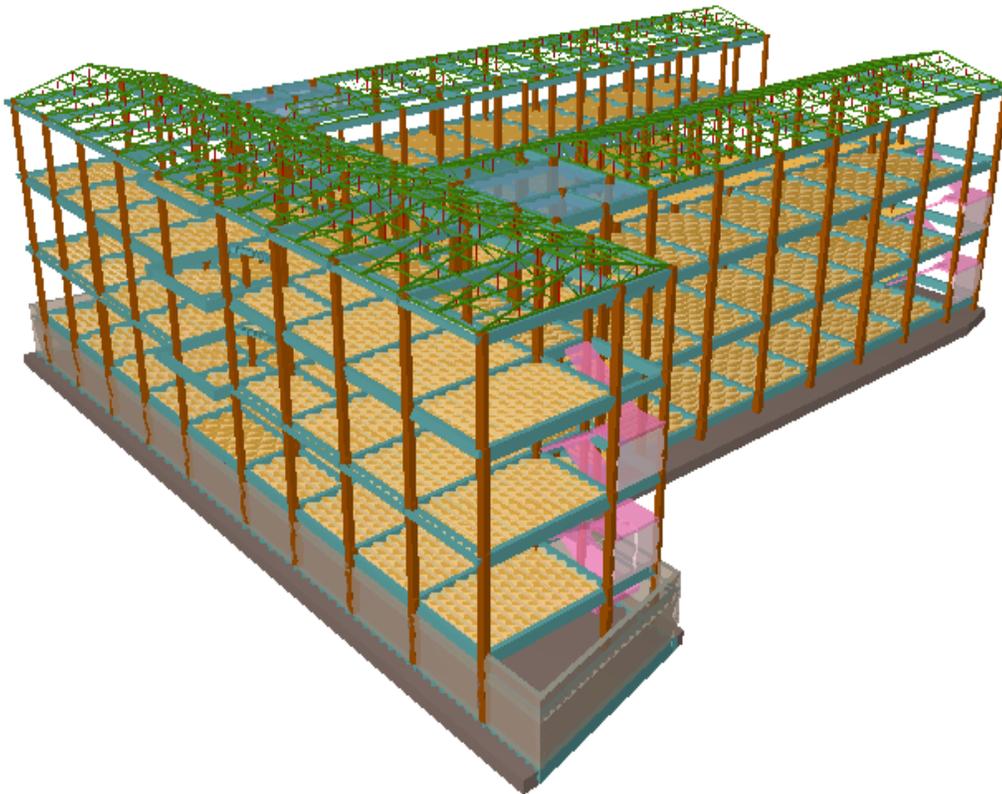
La normativa utilizada para el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado es el Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

#### Diseño de los elementos de hormigón armado

El modelado de la edificación del proyecto fue realizado por medio del programa Cypecad 2018 los resultados que este programa emite, sobre los elementos estructurales son analizados y verificados de forma manual de aquellos elementos más solicitados.

La verificación de los elementos, losas, vigas, columnas, muros de sótano, escaleras, rampa y cimentación, se muestran a continuación, mientras que los resultados obtenidos con el programa están presentes en los ANEXOS A-12 (Planos Estructurales).

Figura 3.9 Modelado de la estructura



Fuente: Elaboración propia en CYPECAD 2018

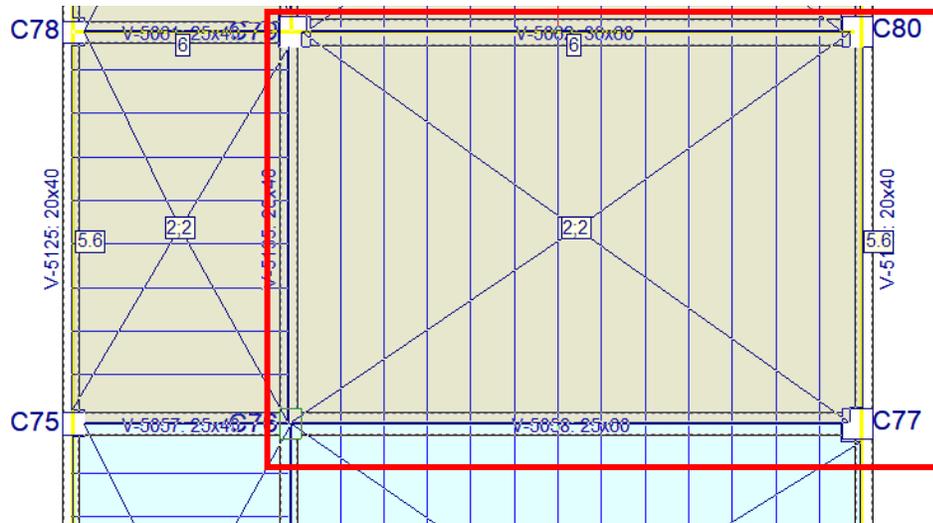
A continuación, se expresan los datos generales de los elementos estructurales y la verificación de los mismos:

### 3.5.3.1 Diseño de losa alivianada

Se optó por el diseño de losa alivianada como estructura de entrepiso debido a que es muy común en nuestro medio y facilita los trabajos en la ejecución.

La verificación se realiza de la losa del Segundo Piso que se encuentra entre las columnas C76, C77, C79 y C80.

Figura 3.10 Diseño de losa alivianada



Fuente: Elaboración propia

Datos:

Canto de la losa	$h = 25 \text{ cm}$
Inter eje de viguetas	$bw = 50 \text{ cm}$
Recubrimiento de la armadura	$r = 2.5 \text{ cm}$
Resistencia del hormigón	$f_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,10 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$

La losa alivianada o forjado unidireccional, llamado así por que reparte las cargas que recibe en una sola dirección, está compuesta por:

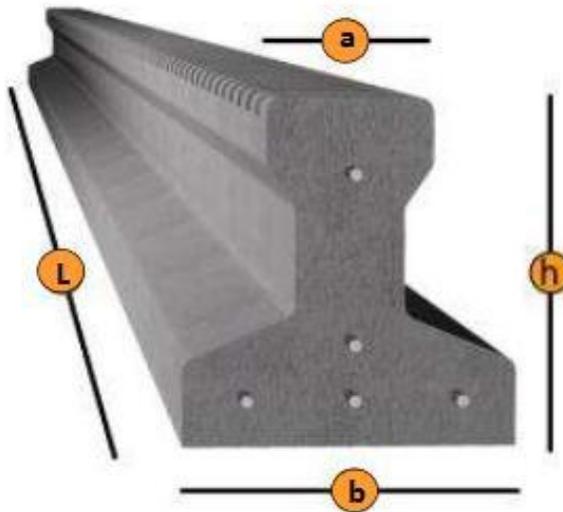
- Viguetas pretensadas
- Complemento aligerado de plastoformo.

- Carpeta de compresión de hormigón armado

**a) Viguetas pretensadas**

Para el diseño de la losa alivianada se utilizó viguetas pretensadas de la fábrica CONCRETEC que son reconocidas en nuestro medio y su control de calidad en su fabricación es reconocida a nivel nacional. Las características técnicas de la vigueta pretensada de CONCRETEC son las siguientes: La vigueta pretensada de CONCRETEC es fabricada con tecnología automatizada y de última generación, obteniendo un producto de alta estandarización y calidad, lo cual garantiza las resistencias y funcionalidad en las losas de entre piso y cubiertas.

Figura 3.11 Especificaciones técnicas de la vigueta pretensada



Fuente: Catálogo de Concretec

Tabla 3.6 Dimensiones de la vigueta pretensada

Producto	Dimensiones (mm)				Peso Prom. (Kg)	Resis. del Acero (fyk=Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo de Hormigón
	a	b	h	l			
1	56	110	114.4	≤ 9.0m.	17.2	18.000	350 kg/cm <sup>2</sup>
2	60	121	112	≤ 9.0m.	19	18.000	350 kg/cm <sup>2</sup>

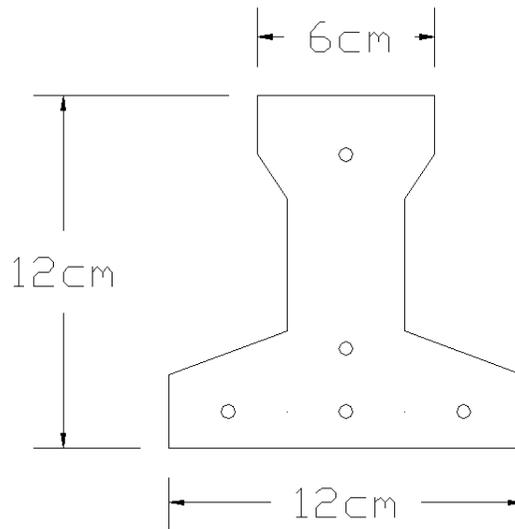
Fuente: Catálogo de Concretec

Tabla 3.7 Sistema de aplicación de la vigueta pretensada

Descripción	Referencia	Dimensiones (cm)	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes (Paso)	D	50-55-58-60	62-70-72
Altura de Complemento	$h_1$	de 10 a 25	de 12 a 25
Altura de carpeta de compresión	$h_2$	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

Fuente: Catálogo de Concretéc

Figura 3.12 Característica geométrica seleccionada



Fuente: Catálogo de CONCRETEC

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 define una distancia entre ejes de **D=50cm**

Se recomienda una altura de complemento de **h1=20cm**

Altura de la carpeta de compresión de **h2=5 cm**

La altura total de la losa alivianada será de **H=25cm**

➤ **Luz de cálculo:**

La luz de cálculo de cada tramo de forjado se mide entre ejes de los elementos de apoyo. Las luces varían en toda la estructura, la mayor luz que tiene la vigueta es de 4,5 metros.

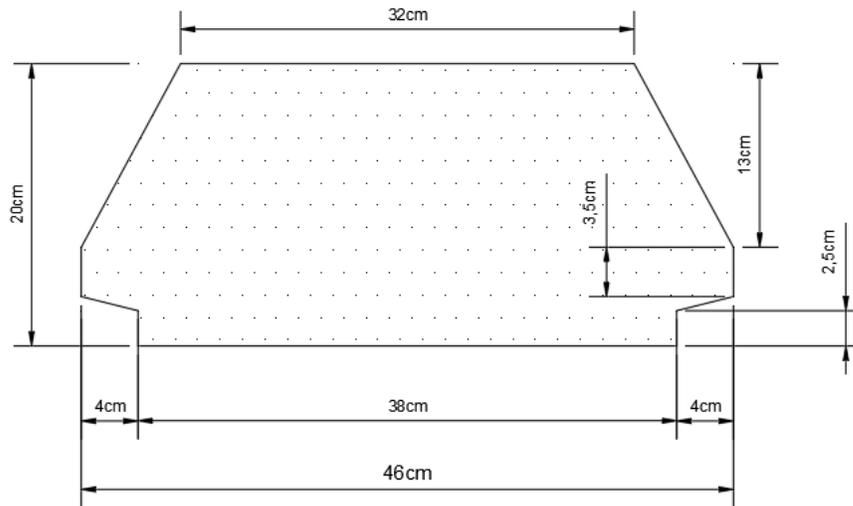
➤ **Entrada en la viga:**

Las viguetas deben apoyarse a un mínimo de 10 cm. sobre muros vigas o encadenados.

**b) Complemento aligerado de poliestireno**

Las dimensiones del plastiformo proporcionadas por el fabricante son 20x46x100 (cm.).

Figura 3.13 Características geométricas del complemento plastiformo

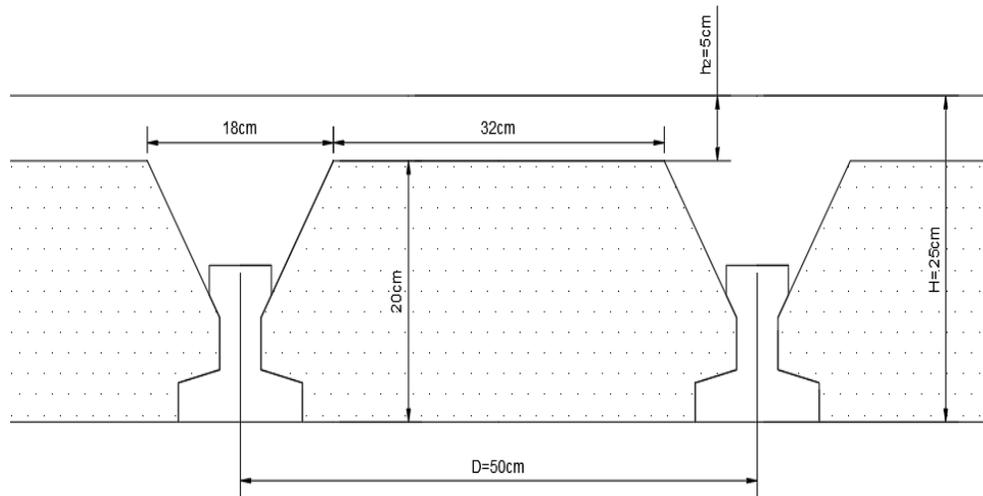


Fuente: Elaboración propia

**c) Carpeta de compresión de Hormigón armado**

El espesor mínimo  $h_2$  de la losa superior hormigonada en obra, con pieza aligerante, no deberá ser menor a 5 cm.

Figura 3.14 Espesor mínimo de la carpeta de compresión



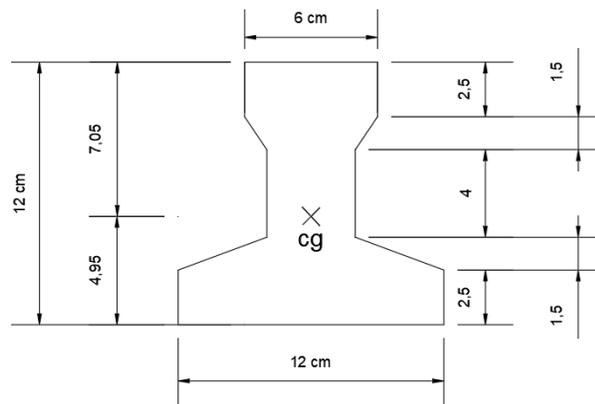
Fuente: Elaboración propia

Se define una capa de compresión de  $h_2 = 5 \text{ cm}$

➤ **Cálculo de las características geométricas de las viguetas**

- **Propiedades de la vigueta normal en  $t=0$**

Figura 3.15 Características geométricas de la vigueta pretensada

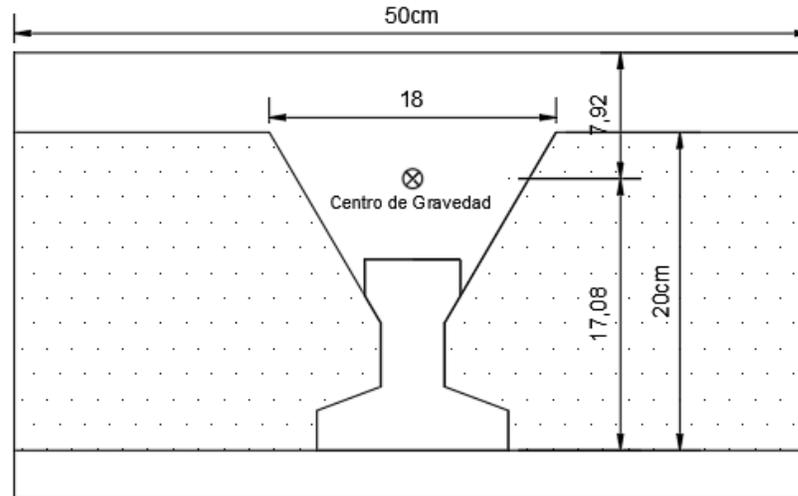


Fuente: Elaboración propia

- |                                  |  |
|----------------------------------|--|
| $A = 80.5 \text{ cm}^2$          | Área de la sección transversal de la vigueta |
| $C_{20} = 4.95 \text{ cm}$       | Brazo mecánico inferior                      |
| $C_{10} = 7.05 \text{ cm}$       | Brazo mecánico superior                      |
| $I_{xc} = 1132.296 \text{ cm}^4$ | Momento de Inercia con respecto al eje x     |

- **Propiedades de la Vigüeta compuesta en  $t = \infty$**

Figura 3.16 Características Geométricas de la sección Homogeneizada



Fuente: Elaboración propia

$A = 385 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta
$C_{2 \infty} = 17.08 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{1 \infty} = 7.92 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 19793.58 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto al eje x

➤ **Acciones de cargas consideradas sobre la losa aliviada:**

Carga por entrepiso y cielo falso =  $2 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \text{ kN/m}^2$

Peso propio de la losa =  $2,8 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga de uso =  $5 \text{ kN/m}^2$

Luz de cálculo de la viga pretensada es de 4,5 m

Separación entre vigüetas 0,5 m

➤ **Verificación de la viga pretensada**

Pretensar el hormigón consiste en aplicar una fuerza total que se produzca en las mismas tensiones contrarias a las que luego, en estado de 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.

➤ **Limitación de la fuerza de pretensado inicial**

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

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

$$0,74 * f_{pmaxk}$$

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

$f_{pmaxk} = 18000kg/cm^2$  Tensión de rotura última del acero pretensado obtenida de la guía técnica de CONCRETEC

$f_{pk}=50$  MPa límite elástico característico del acero,

$$0,74 * f_{pmaxk} = 0,74 * 18000 * \frac{9,81}{1000} = 130,67kN/cm^2$$

$$0,90 * f_{pk} = 0,90 * 50 = 45kN/cm^2$$

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

$$f_{ps} = 130,67kN/cm^2$$

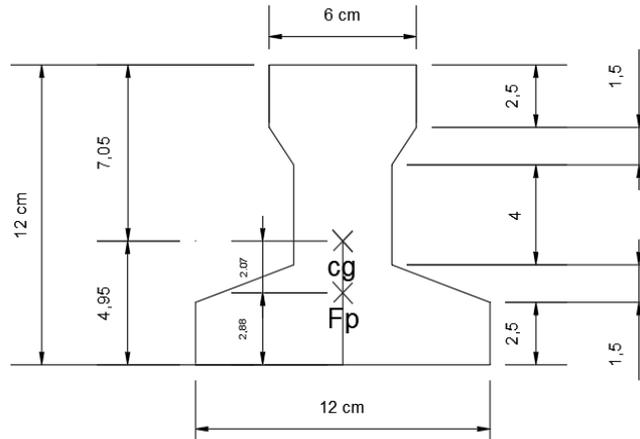
➤ **Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días:**

El hormigón tendrá una resistencia del 70 % de la prevista a los 28 días

$$f'_{ci} = 0,7 * \frac{3,5kN}{cm^2} = \frac{2,45kN}{cm^2}$$

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

Figura 3.17 Punto de aplicación de la fuerza de pretensado (Fp)



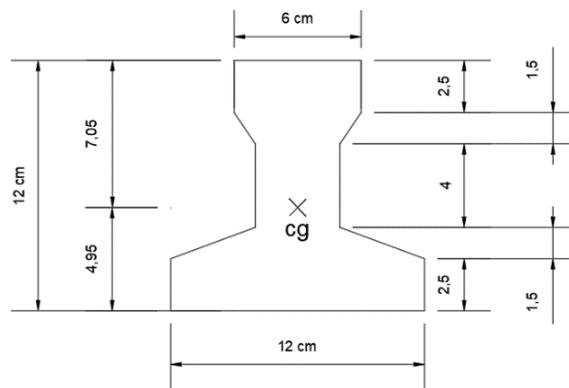
Fuente: Elaboración propia

$$y_{cp} = 2,88\text{cm}$$

➤ **Tiempo inicial t=0**

- **Propiedades geométricas**

Figura 3.18 Características geométricas de la vigueta pretensada.



Fuente: Elaboración propia

$A = 80.5 \text{ cm}^2$  Área de la sección transversal de la vigueta

$C_{20} = 4.95 \text{ cm}$  Brazo mecánico inferior

$C_{10} = 7.05 \text{ cm}$  Brazo mecánico superior

$I_{xc} = 1132.296 \text{ cm}^4$  Momento de Inercia con respecto al eje x

$e_o = 4,95 - 2,88 = 2,07 \text{ cm}$  Excentricidad desde el eje neutro de la vigueta

➤ **Esfuerzos admisibles del hormigón:**

Esfuerzo máximo de tensión del concreto durante la transferencia.

$$f_{ti} = 0,25 * \sqrt{f'_{ci}} = 0,25 * \sqrt{2,45} = 0,391 \text{ kN/cm}^2$$

Esfuerzo máximo de compresión del concreto durante la transferencia.

$$f_{ci} = -0,6 * f'_{ci} = -0,6 * 2,45 = -1,47 \text{ kN/cm}^2$$

Esfuerzo admisible en el acero de presforzado.

$$f_{ps} = 130,67 \text{ kN/cm}^2$$

Área de acero de pretensado.

Diámetro = 4mm

$$A_{ps} = n * \frac{\pi * D^2}{4} = 5 * \frac{\pi * 0,4^2}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

Fuerza de pretensado inicial.

$$P_o = f_{ps} * A_{ps} = 130,67 * 0,628 = 82,06 \text{ kN}$$

➤ **Momentos actuantes**

Peso propio de la vigueta pretensada

Peso específico del hormigón armado = 24 kN/m<sup>3</sup>

Área de la sección de la vigueta = 80,5 cm<sup>2</sup>

Longitud de la vigueta l = 4,50 m

$$q_v = \frac{24 \text{ kN}}{\text{m}^3} * 80,5 \text{ cm}^2 * \left(\frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}}\right)^2 = 0,193 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,4 * q_v$$

$$q_u = 1,4 * \frac{0,193 \text{ kN}}{\text{m}} = 0,27 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{0,27 \text{ kN/m} * (4,50 \text{ m})^2}{8} = 0,683 \text{ kN} * \text{m} = 68,34 \text{ kN} * \text{cm}$$

➤ **Verificación de esfuerzos**

Fibra traccionada

$$-\frac{Mu * C10}{I_o} + \frac{Po * eo * C10}{I_o} - \frac{Po}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$-\frac{68,34 * 7,05}{1132,296} + \frac{82,06 * 2,07 * 7,05}{1132,296} - \frac{82,06}{80,5} \leq f_{ti}$$

$$-0,387 \leq 0,391 \text{ cumple}$$

Fibra comprimida

$$\frac{Mu * C20}{I_o} - \frac{Po * eo * C20}{I_o} - \frac{Po}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$\frac{68,34 * 4,95}{1132,296} - \frac{82,06 * 2,07 * 4,95}{1132,296} - \frac{82,06}{80,5} \geq f_{ci}$$

$$-1,463 \geq -1,47 \text{ cumple}$$

➤ **Tiempo infinito  $t=\infty$**

- Propiedades de la sección compuesta homogeneizada en  $t = \infty$

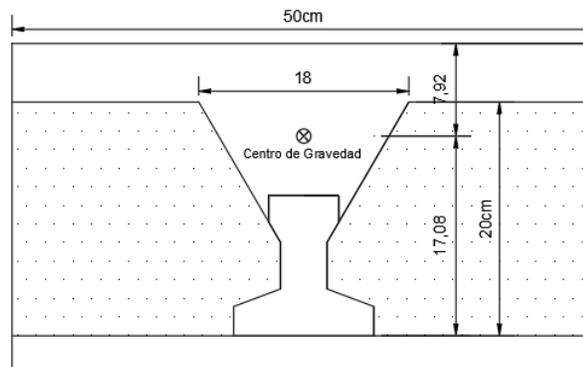


Figura 3.19 Características Geométricas de la sección Homogeneizada

Fuente: Elaboración propia

$A = 385 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta
$C_{2\infty} = 17,08 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{1\infty} = 7,92 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 19793,58 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto al eje x

$e_{\infty}=17,08-2,88=14,20\text{cm}$  excentricidad desde el eje neutro de la sección

$n=0,80$  Coeficiente de eficiencia del pretensado

➤ **Esfuerzos admisibles del hormigón:**

Esfuerzo en la fibra extrema en compresión después de ocurrir todas las pérdidas.

$$f_{cs} = -0,45 * f'c = -0,45 * 3,50 = -1,575\text{kN/cm}^2$$

Esfuerzo en la fibra extrema en tensión después de ocurrir las pérdidas.

$$f_{ts} = 0,5 * \sqrt{f'c} = 0,5 * \sqrt{3,50} = 0,94\text{kN/cm}^2$$

➤ **Momentos actuantes**

Separación de viguetas  $d=50\text{cm}$

Carga muerta

Peso propio losa= $2,80\text{kN/m}^2$

Peso de sobre piso y acabados= $1,50\text{kN/m}^2 + 2,00\text{kN/m}^2$

$$Cm = 6,30 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 0,5\text{m} = 3,15\text{kN/m}$$

Sobrecarga de uso  $Sc=5,00\text{kN/m}^2$

$$Sc = \frac{5,00\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,5\text{m} = 2,50\text{kN/m}$$

$$Qu = Cm + Sc = 3,15 + 2,50 = 5,65\text{kN/m}$$

$$Mt = \frac{Qu * l^2}{8} = \frac{5,65\text{kN/m} * (4,50\text{m})^2}{8} = 14,30\text{kN} * \text{m} = 1430\text{kN} * \text{cm}$$

Fuerza de pretensado final

Considerando 20% de pérdidas

$$Pf = 0,8 * fps * Aps = 0,8 * 130,67 * 0,628 = 65,65\text{kN}$$

Verificación de esfuerzos

Fibra comprimida

$$-\frac{Mt * C1_{\infty}}{I_{\infty}} + \frac{Pf * e_{\infty} * C1_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{Pf}{A_{\infty}} \geq f_{cs}$$

$$-\frac{1430 * 7,92}{19793,58} + \frac{65,65 * 14,2 * 7,92}{19793,58} - \frac{65,65}{385} \geq f_{cs}$$

$$-0,37 \geq -1,575 \text{ cumple}$$

Fibra traccionada

$$\frac{Mt * C2_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{Pf * e_{\infty} * C2_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{Pf}{A_{\infty}} \leq f_{ts}$$

$$\frac{1430 * 17,08}{19793,58} - \frac{65,65 * 14,2 * 17,08}{19793,58} - \frac{65,65}{385} \leq f_{ts}$$

$$0,26 \leq 0,94 \text{ cumple}$$

### ➤ Verificación de la deflexión

Se calcula la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro a flexión, pero se sobrepone a la deflexión del prees fuerzo.

La deflexión máxima permisible es de  $L/400$ ; por lo tanto, se deberá cumplir:

$$-\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{l}{400}$$

Deflexión debido a la fuerza pretensora:

Esta es considerada favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{Pe * e * l^2}{8 * Ec * I_0} = \frac{65,65 * 14,2 * 450^2}{8 * 2780,56 * 19793,58} = 0,42 \text{ cm}$$

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

$$\Delta_{pp} = \frac{5 * q * l^4}{384 * Ec_p * I_{xc}} = \frac{5 * \frac{5,65}{100} * 450^4}{384 * 2780,56 * 19793,58} = 0,55 \text{ cm}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de la deflexión permisible:

$$-\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{l}{400} = \frac{450}{400} = 1,125 \text{ cm}$$

$$-0,42 + 0,55 \leq 1,11\text{cm}$$

$$0,13\text{cm} \leq 1,125\text{ cm cumple}$$

➤ **Armadura de refuerzo de negativos**

- **Cargas sobre la losa**

Carga muerta

$$\text{Peso propio losa} = 2,80\text{kN/m}^2$$

$$\text{Peso de sobre piso y acabados} = 1,50\text{kN/m}^2 + 2,00\text{ kN/m}^2$$

$$Cm = 6,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,5\text{m} = 3,15\text{kN/m}$$

Sobrecarga de uso  $Sc = 5\text{kN/m}^2$

$$Sc = \frac{5\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,5\text{m} = 2,5\text{kN/m}$$

Losa en estudio

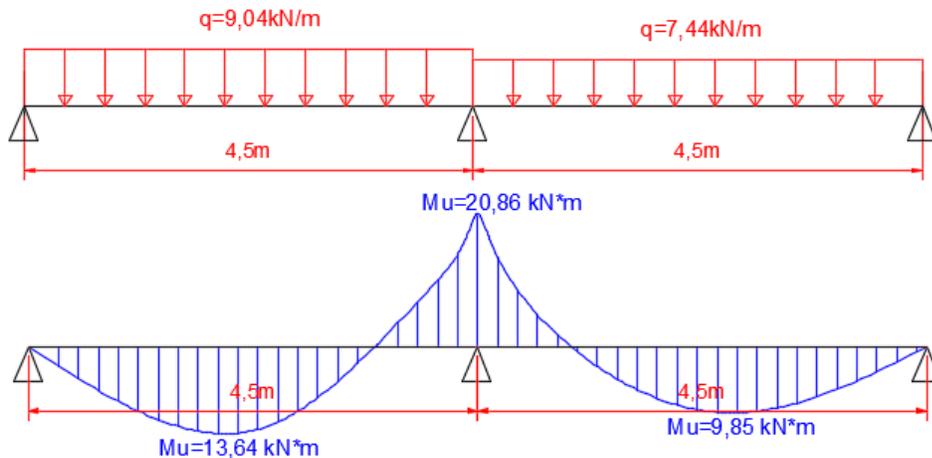
$$Qu = Cm + Sc = 1,6(3,15 + 2,5) = 9,04\text{kN/m}$$

Losa adyacente

$$\text{Carga muerta} = 2,15\text{kN/m}^2$$

$$Qu = Cm + Sc = 1,6(2,15 + 2,50) = 7,44\text{kN/m}$$

Figura 3.20 Diagrama de momentos en losas



Fuente: Elaboración propia

Momento máximo negativo mayorado	$Md = 20,86 \text{ kN}\cdot\text{m} = 2086 \text{ kN}\cdot\text{cm}$
Canto de la losa	$h = 25 \text{ cm}$
Base de la vigueta uniformada	$b_w = 25 \text{ cm}$
Inter eje de viguetas	$b_w = 50 \text{ cm}$
Recubrimiento de la armadura	$r = 2,5 \text{ cm}$
Canto útil de la sección	$d = 25 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm}$
Resistencia del hormigón	$f_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,10 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$
Factores de minoración de resistencias	$\gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15;$
Factores de mayoración de cargas	$\gamma_f = 1,6$

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo:  $\mu_d$**

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2086 \text{ kN} * \text{cm}}{50 \text{ cm} * (22,5 \text{ cm})^2 * 1,40 \text{ kN/cm}^2} = 0,059 = 0,06$$

Entonces  $\mu_{lim} = 0,319$  menor que  $\mu_d$  no necesita armadura de compresión.

➤ **Cálculo de la armadura en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu_d = 0,06$  se obtiene una cuantía mecánica mediante interpolación de  $\omega = 0,0627$ .

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0627 * 25 \text{ cm} * 22,5 \text{ cm} * \frac{\frac{1,40 \text{ kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{43,478 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} = 1,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min}=0,0015$  para el tipo de acero  $F_y=5000\text{kg/cm}^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * h = 0,0015 * 25\text{cm} * 25\text{cm} = 0,94\text{cm}^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor valor.

$$A_s = 1,14\text{cm}^2$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset=10\text{mm con un área de } A_s=0,79\text{cm}^2$$

$$\emptyset=8\text{mm con un área de } A_s=0,5\text{cm}^2$$

Considerando  $1\emptyset 8\text{mm}+1\emptyset 10\text{mm}$  se tiene un área de  $A_s=1.29\text{cm}^2$  cumple con la necesaria.

Se utilizará  $1\emptyset 8+1\emptyset 10$

➤ **Armadura de reparto por retracción de fraguado y cambios de temperatura**

Ancho analizado = 1m

Altura de la capa de compresión = 5cm

$f_{sd}=f_{yd}$  resistencia del acero en MPa 434,783

Constructivamente el espaciamiento se asume de 25 cm, por tener una separación de viguetas de 50 cm, por tal razón la armadura llega al centro luz entre viguetas y asumiendo el diámetro del acero de 6 mm.

$$A_s = 1\emptyset 6\text{c}/25\text{cm} = 1,12\text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamiento  $S$  máximo entre refuerzos de armadura de reparto Según CBH 87 Pag.195. Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición es:

$$A_{s\text{reparto}} \geq 50 * \frac{h}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

$$A_{s\text{reparto}} \geq 50 * \frac{5}{434,783} \geq \frac{200}{434,783}$$

$$A_{s_{reparto}} \geq 0,58 \geq 0,48 \text{ cm}^2/m$$

$$1,12 \text{ cm}^2/m \geq 0,58 \text{ cm}^2/m \quad \text{cumple}$$

Resultados:

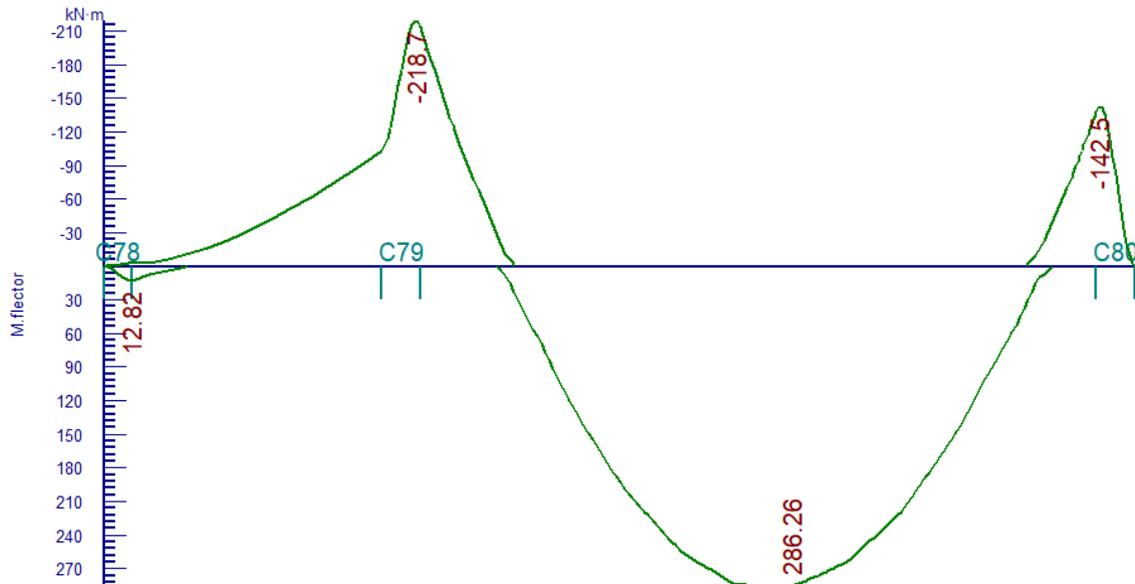
Verificación manual se utilizará 1Ø8+1Ø10.

CYPECAD = 1Ø8 +1Ø10.

### 3.5.3.2 Diseño de vigas de hormigón armado

Para realizar la comprobación de la viga se eligió la viga perteneciente al pórtico 22 del Segundo Piso entre las columnas C79 y C80.

Figura 3.21 Diagrama de Momento para el diseño de la viga



Fuente: Cypecad 2018

#### 3.5.3.2.1 Verificación de la armadura longitudinal positiva viga entre C79 y C80

Momento máximo positivo mayorado

$$M_d = 286,26 \text{ kN}\cdot\text{m} = 28626 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Canto de la viga

$$h = 65 \text{ cm}$$

Base de la viga

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

Recubrimiento

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

Resistencia del hormigón

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,10 \text{ kN/cm}^2$$

Resistencia del acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Factores de minoración de resistencias	$\gamma_c=1.5; \gamma_s=1.15;$
Factores de mayoración de cargas	$\gamma_f=1,6$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$
Canto útil de la sección (d)	

$$r' = r + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset}{2} \text{ armadura pincipal}$$

$$r' = 25\text{mm} + 8\text{mm} + (12/2) \text{ mm} = 39\text{mm} \text{ asumido } 4\text{cm}$$

$$d = h - r' = 65\text{cm} - 4\text{cm} = 61\text{cm}$$

$$d = 61\text{cm}$$

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{28626 \text{ kN} * \text{cm}}{25\text{cm} * (61\text{cm})^2 * 1,40\text{kN/cm}^2} = 0,22$$

Entonces  $\mu_{lim}=0,319$  menor que  $\mu_d$  no necesita armadura de compresión.

$$\mu_d = 0,22 < 0,319$$

➤ **Cálculo de la cuantía en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu_d=0,22$  se obtiene una cuantía mecánica mediante interpolación de  $\omega=0,2529$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2529 * 25\text{cm} * 61\text{cm} * \frac{\frac{1,40\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{43,478\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 12,42\text{cm}^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min}=0,0028$  para el tipo de acero  $F_y=5000\text{kg/cm}^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d = 0,0028 * 25cm * 61cm = 4,27cm^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor valor.

$$A_s = 12,42 cm^2 \text{ necesaria}$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset=20mm \text{ con un área de } A_{s20}=3,14cm^2$$

4 $\emptyset$ 20mm se tiene un área real de  $A_s=12,56cm^2$

Entonces 4 $\emptyset$ 20mm se tiene un área real de  $A_s=12,56cm^2$  cumple con la necesaria.

Resultados:

Verificación manual se utilizará 4 $\emptyset$ 20mm

CYPECAD = 4 $\emptyset$ 20+1 $\emptyset$ 12mm

### 3.5.3.2.2 Verificación de la armadura negativa en el lado izquierdo C79

Momento máximo negativo mayorado	$M_d = 218,70kN*m = 21870kN*cm$
Canto de la viga	$h = 65 cm$
Base de la viga	$b_w = 25 cm$
Recubrimiento	$r = 2.5 cm$
Resistencia del hormigón	$f_{ck} = 21 MPa = 2,1 kN/cm^2$
Resistencia del acero	$f_{yk} = 500 MPa = 50 kN/cm^2$
Factores de minoración de resistencias	$\gamma_c=1.5; \gamma_s=1.15;$
Factores de mayoración de cargas	$\gamma_f=1,6$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} = 1,40 kN/cm^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 43,478 kN/cm^2$
Canto útil de la sección (d)	

$$r' = r + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset}{2} \text{ armadura pincipal}$$

$$r' = 25mm + 8mm + 12/2 mm = 39mm \text{ asumido } 4cm$$

$$d = h - r' = 65cm - 4cm = 61cm$$

$$d = 61cm$$

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}} = \frac{21870kN * cm}{25cm * (61cm)^2 * 1,40kN/cm^2} = 0,168$$

Entonces  $\mu_{lim}=0,319$  menor que  $\mu_d$  no necesita armadura de compresión.

$$\mu_d = 0,168 < 0,319$$

➤ **Cálculo de la cuantía en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu_d=0,168$  se obtiene una cuantía mecánica mediante interpolación de  $\omega=0,1860$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1860 * 25cm * 61cm * \frac{\frac{1,40kN}{cm^2}}{\frac{43,478kN}{cm^2}} = 9,13cm^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min}=0,0028$  para el tipo de acero  $F_y=5000kg/cm^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * bw * d = 0,0028 * 25cm * 61cm = 4,27cm^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor valor.

$$A_s = 9,13cm^2 \text{ necesaria}$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset=20mm \text{ con un área de } A_{s20}=3,14cm^2$$

$$\emptyset=16mm \text{ con un área de } A_{s16}=2,01cm^2$$

$$\emptyset=10mm \text{ con un área de } A_{s10}=0,79cm^2$$

Armadura principal 2Ø12

$$2\text{Ø}10 \quad A_{S10}=1,58\text{cm}^2$$

$$1\text{Ø}16 \quad A_{S16}=2,01\text{cm}^2$$

$$2\text{Ø}20 \quad A_{S20}=6,28\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1,58 + 2,01 + 6,28 = 9,87\text{cm}^2 \text{ cumple con la necesaria}$$

Se utilizará 2Ø10 + 1Ø16 + 2Ø20

Constructivamente se dispondrá 2Ø10 armadura principal, 1Ø16 + 2Ø20 de refuerzo.

Resultados:

Verificación manual se utilizará 2Ø10 + 1Ø16 + 2Ø20

CYPECAD = 2Ø10 + 1Ø16 + 2Ø20

### 3.5.3.2.3 Verificación de la armadura negativa en el lado derecho C80

Momento máximo negativo mayorado  $M_d = 142,50 \text{ kN}\cdot\text{m} = 14250 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

Canto de la viga  $h = 65 \text{ cm}$

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

Recubrimiento  $r = 2,5 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón  $f_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,1 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia del acero  $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Factores de minoración de resistencias  $\gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15;$

Factores de mayoración de cargas  $\gamma_f = 1,6$

Resistencia de cálculo del hormigón  $f_{cd} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero  $f_{yd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$

Canto útil de la sección (d)

$$r' = r + \text{Øestribo} + \frac{\text{Ø}}{2} \text{armadura pincipal}$$

$$r' = 25\text{mm} + 8\text{mm} + 12/2 \text{ mm} = 39\text{mm} \text{ asumido } 4\text{cm}$$

$$d = h - r' = 65\text{cm} - 4\text{cm} = 61\text{cm}$$

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu d$ )**

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}} = \frac{14250 \text{ kN} * \text{cm}}{25\text{cm} * (61\text{cm})^2 * \frac{1,40\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,1094$$

Entonces  $\mu_{lim}=0,319$  menor  $\mu d$  no necesita armadura de compresión.

$$\mu d = 0,1094 < 0,319$$

➤ **Cálculo de la cuantía en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu d=0,1094$  se obtiene una cuantía mecánica mediante interpolación de  $\omega=0,1170$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1170 * 25\text{cm} * 61\text{cm} * \frac{\frac{1,40\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{43,478\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 5,76\text{cm}^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min}=0,0028$  para el tipo de acero  $F_y=5000\text{kg/cm}^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * bw * d = 0,0028 * 25 \text{ cm} * 61 \text{ cm} = 4,27 \text{ cm}^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor valor.

$$A_s = 5,76 \text{ cm}^2 \text{ nesesaria}$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset=10\text{mm} \text{ con un área de } A_{s12} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset=16\text{mm} \text{ con un área de } A_{s12} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset=20\text{mm} \text{ con un área de } A_{s20} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Armadura principal 2 $\emptyset$ 10 definido anteriormente

$$2\emptyset 10 \quad A_{S10} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$1\emptyset 16 \quad A_{S16} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$1\emptyset 20 \quad A_{S20} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,58 \text{ cm}^2 + 2,01 \text{ cm}^2 + 3,14 \text{ cm}^2 = 6,73 \text{ cm}^2 \text{ cumple con la nesesaria}$$

Se utilizará  $2\emptyset 10 + \emptyset 16 + 1\emptyset 20$

Constructivamente se dispondrá  $2\emptyset 10$  armadura principal,  $1\emptyset 16 + 1\emptyset 20$  de refuerzo

Resultados:

Verificación manual se utilizará  $2\emptyset 10 + 1\emptyset 16 + 1\emptyset 20$

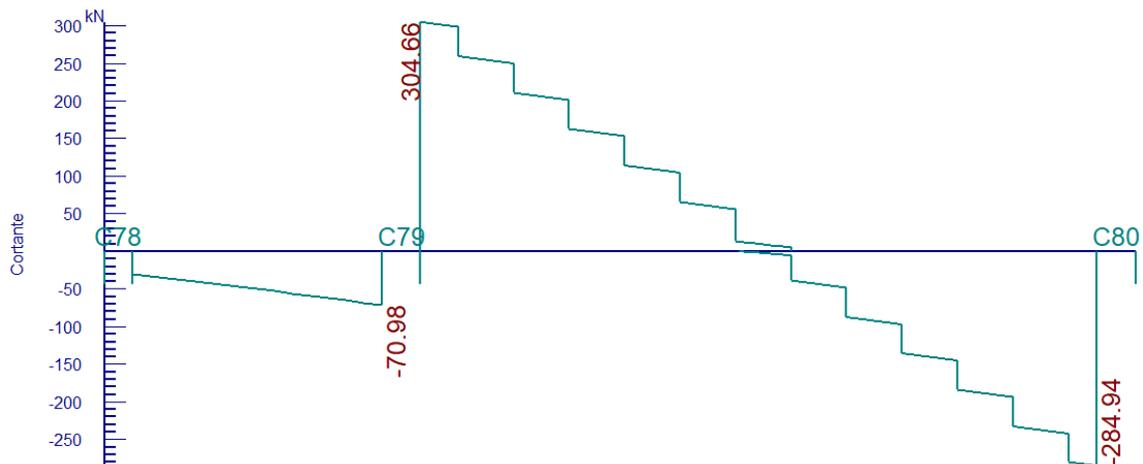
CYPECAD  $2\emptyset 10 + 1\emptyset 16 + 1\emptyset 20$

#### 3.5.3.2.4 Verificación de la armadura transversal de la viga entre C79 y C80

Procedimiento de dimensionamiento.

- 1) Si  $V_{rd} \leq V_{cu}$  el hormigón resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante, por lo tanto, no necesita armadura de cálculo, pero es necesario disponer una armadura de seguridad.
- 2) Si  $V_{cu} < V_{rd} \leq V_{ul}$  se necesita calcular la armadura transversal.
- 3) Si  $V_{rd} > V_{ul}$  es necesario aumentar la sección de la viga de hormigón.

Figura 3.22 Cortante de diseño de la viga



Fuente: CYPECAD 2018

Esfuerzo cortante de diseño	$V_d = 304,66 \text{ kN}$
Canto de la viga	$h = 65 \text{ cm}$
Base de la viga	$b_w = 25 \text{ cm}$
Recubrimiento	$r = 2,5 \text{ cm}$
Resistencia del hormigón	$f_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,1 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Factores de minoración de resistencias	$\gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15;$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$
Canto útil	$d = 61 \text{ cm}$
Longitud de la viga en análisis entre ejes de apoyo	$L = 6,45 \text{ m}$
Esfuerzo cortante 0	$V_d = 0 \quad X_0 = 3,34 \text{ m}$

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

$$V_{rd} < V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$V_{u1}$  = Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma.

$V_{u2} = V_{cu}$  = Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma.

$V_{rd}$  = Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd} = V_d = 304,66 \text{ kN}$$

Comprobación de agotamiento por compresión oblicua del alma ( $V_{u1}$ )

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 1,4 \text{ kN/cm}^2 * 25 \text{ cm} * 61 \text{ cm} = 640,50 \text{ kN}$$

$$V_{rd} < V_{u1}$$

$$304,66 \text{ kN} < 640,50 \text{ kN cumple}$$

Comprobación de agotamiento por tracción en el alma (Vu2)

$$Vu2 = Vcu = fcv * bw * d$$

La comprobación correspondiente a Vu2 se efectúa para una sección situada a una distancia del canto útil del borde del apoyo directo.

Siendo fcv la resistencia virtual al cortante del hormigón dado por la expresión en MPa

$$fcv = 0,131 * \sqrt[3]{fck^2} = 0,131 * \sqrt[3]{21^2} = 0,997 \text{ MPa} = 0,0997 \text{ kN/cm}^2$$

$$Vu2 = Vcu = fcv * bw * d = 0,0997 * 25\text{cm} * 61\text{cm} = 152,06 \text{ kN}$$

$$Vrd < Vu2 \quad 304,66 < 152,06 \text{ no cumple}$$

$$Vcu < Vrd \leq Vu1 \text{ se necesita calcular la armadura transversal}$$

➤ **Verificación de la armadura transversal lado izquierdo C79**

$$Vd_i = \frac{(X_0 - d) * Vd}{X_0} = \frac{(3,34 \text{ m} - 0,61\text{m}) * 304,66 \text{ kN}}{3,34 \text{ m}} = 249,02 \text{ kN}$$

Armadura transversal izquierda

$$Vd = Vcu + Vsu$$

$$Vsu_i = Vd_i - Vcu = 249,02 \text{ kN} - 152,06 \text{ kN} = 96,96 \text{ kN}$$

Adoptando Ø8mm se tiene Ast=0,50 cm<sup>2</sup>

$$Vsu = \frac{0,90 * d * Ast * fyd}{s} \text{ despejando } s \text{ de esta ecuacion}$$

$$s = \frac{0,90 * d * Ast * fyd}{Vsu_i} = \frac{0,90 * 61\text{cm} * 0,5\text{cm}^2 * 43,478\text{kN/cm}^2}{96,96 \text{ kN}} = 12,31 \text{ cm}$$

Constructivamente asumimos a un número inferior que sea múltiplo de 5  $s = 10 \text{ cm}$

Por lo tanto, se adopta una separación de estribos de 10 cm lado izquierdo

$$Vsu = \frac{0,9 * d * Ast * fyd}{s} = \frac{0,9 * 61\text{cm} * 0,5\text{cm}^2 * \frac{43,478\text{kN}}{\text{cm}^2}}{10 \text{ cm}} = 119,35\text{kN}$$

Determinación de la longitud de distribución

$$X_i = \frac{V_{su} * (x_0 - d)}{V_{cu}} = \frac{119,35 \text{ kN} * (3,34 \text{ m} - 0,61\text{m})}{152,06\text{kN}} = 2,14\text{m} = 214\text{cm}$$

Numero de estribos

$$N^{\circ}\text{estribos} = \frac{X_i}{s} = \frac{214\text{cm}}{10\text{cm}} = 21,4 = 22 \text{ estribos}$$

Se dispondrá una distribución de estribos hasta una longitud de 2,14 m de la viga cada 10cm

$$\text{Resultado} = 22e\emptyset 8c/10$$

➤ **Verificación de la armadura transversal lado derecho C80**

Esfuerzo cortante 0       $V_d=0$        $X_0=3,34$

Longitud de la viga luz libre  $L=6.30\text{m}$

$V_d=-284,94 \text{ kN}$

$$X_d = L - X_0 = 6,30\text{m} - 3,34\text{m} = 3,19\text{m}$$

$$V_{d_a} = \frac{(X_d - d) * V_d}{X_d} = \frac{(3,19 - 0,61 + 0,125)\text{m} * 284,94 \text{ kN}}{3,19\text{m}} = 241,62\text{kN}$$

Armadura transversal derecha

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

$$V_{su_d} = V_{d_a} - V_{cu} = 241,62\text{kN} - 152,06 \text{ kN} = 89,56 \text{ kN}$$

Adoptando  $\emptyset 8\text{mm}$  se tiene  $A_{st}=0,50 \text{ cm}^2$

$$V_{su} = \frac{0,90 * d * A_{st} * f_{yd}}{s} \text{ despejando } s \text{ de esta ecuación}$$

$$s = \frac{0,90 * d * A_{st} * f_{yd}}{V_{su_d}} = \frac{0,90 * 61\text{cm} * 0,5 \text{ cm}^2 * 43,478\text{kN/cm}^2}{89,56 \text{ kN}} = 13,33\text{cm}$$

$$\text{Adoptado } s = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se adopta una separación de estribos de 10 cm

$$V_{su} = \frac{0,90 * d * A_{st} * f_{yd}}{s} = \frac{0,90 * 61\text{cm} * 0,5\text{cm}^2 * \frac{43,478\text{kN}}{\text{cm}^2}}{10\text{cm}} = 119,35 \text{ kN}$$

Determinación de la longitud de distribución

$$X_d = \frac{V_{su} * (x_d - d)}{V_{su}} = \frac{119,35 \text{ kN} * (3,19\text{m} - 0,61\text{m} - 0,12\text{m})}{152,06\text{kN}} = 1,82 \text{ m} = 182\text{cm}$$

Número de estribos

$$N^{\circ}\text{estribos} = \frac{X_d}{s} = \frac{182\text{cm}}{10\text{cm}} = 18,2 = 19\text{estribos}$$

Se dispondrá una distribución de estribos de la derecha hasta una longitud de 1,82 m de la viga cada 10cm

$$19e\emptyset 8c/10$$

➤ **Verificación de la armadura transversal en la parte central de la viga**

Luz de la viga  $l=6,30 \text{ m}$

$$V_{d_c} = 186,52\text{kN}$$

Armadura transversal central

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

$$V_{su_c} = V_{d_c} - V_{cu} = 186,52\text{kN} - 152,06\text{kN} = 34,46\text{kN}$$

Adoptando  $\emptyset 6\text{mm}$  se tiene  $A_s=0,283 \text{ cm}^2$

$$V_{su} = \frac{0,90 * d * A_{st} * f_{yd}}{s} \text{ despejando } s \text{ de esta ecuación}$$

$$s = \frac{0,90 * d * A_{st} * f_{yd}}{V_{su_c}} = \frac{0,90 * 61\text{cm} * 0,283\text{cm}^2 * 43,478\text{kN/cm}^2}{34,46\text{kN}} = 19,60\text{cm}$$

$$s = 15\text{cm}$$

Por lo tanto, se adopta una separación de estribos de 15cm

Determinación de la longitud de distribución

$$X_c = l - X_i - X_d = 6,30\text{m} - 2,14\text{m} - 1,82\text{m} = 2,34\text{m} = 234\text{cm}$$

Número de estribos

$$N^{\circ}\text{estribos} = \frac{X_c}{s} = \frac{234\text{cm}}{15\text{cm}} = 15,6 = 16\text{estribos}$$

Se dispondrá una distribución de estribos en la parte central una longitud de 2,34 m de la viga cada 15cm

$$16e\emptyset 6c/15$$

➤ **Aradura de Piel:**

La normativa indica lo siguiente: en vigas de canto superior a 60 cm, pero inferior a la mitad de su luz, se dispondrán armaduras de piel junto a los paramentos laterales del nervio, construidas por un sistema de barras horizontales formando malla con los cercos existentes. Es recomendable distanciar entre si tales barras 30 cm. como máximo, y emplear diámetros no inferiores a 8 mm.

En este tipo de piezas el hormigón existente por encima de la zona de recubrimiento de la aradura principal se encuentra sometido a esfuerzos complejos, cortantes y de tracción.

Las tensiones oblicuas resultantes provocan una fisuración que de no existir armaduras repartidas junto a los paramentos (armaduras de piel) encargadas de distribuirla, se concentraría en una fisura única en el alma, de ancho sensiblemente mayor a la máxima admisible. Por consiguiente, Se dispondrá de una armadura de piel que recorre toda la luz de la viga en ambas caras de la viga de  $\Phi 8$  mm.

➤ **Armadura de anclaje**

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupa las barras en las piezas de hormigón.

En el caso de las vigas, las armaduras principales de la cara inferior de tracción en elementos sometidos a flexión positiva, (posición I) se dispone el anclaje para tener en cuenta el efecto de la fisuración oblicua debida al esfuerzo cortante, se supondrá la envolvente de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual al canto útil y en el sentido más desfavorable. Por lo tanto:

$$lb = m * \emptyset^2 \geq \frac{fyk}{20} * \emptyset \geq 15cm$$
$$lb = 19 * 1,6^2 \geq \frac{500}{20} * 1,6 \geq 15cm$$
$$lb = 48,65 \geq 40 \geq 15cm$$

De adherencia deficiente, para las armaduras en la posición II que, durante el hormigonado, en esta posición las longitudes de anclaje serán iguales a 1.4 veces las de la posición I.

$$lb = 1,4 * m * \phi^2 \geq \frac{fyk}{14} * \phi \geq 15cm$$

$$lb = 1,4 * 19 * 1,2^2 \geq \frac{500}{14} * 1,2 \geq 15cm$$

$$lb = 38,30 \geq 30 \geq 15cm$$

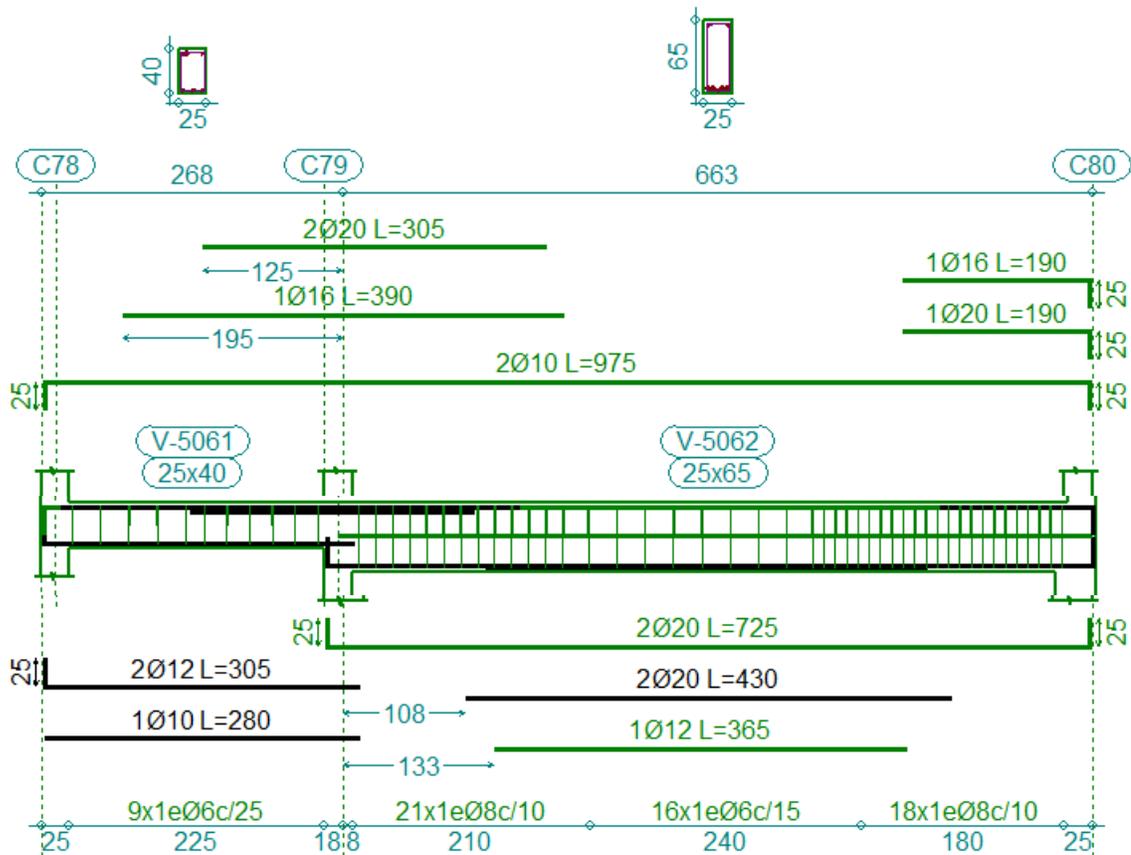
Resumen general de los resultados de la viga

Tabla 3.8 Resumen general de los resultados de la viga, obtenidos manual y el programa Cypecad

<b>Armadura longitudinal de la viga entre las columnas C67 y C68</b>	<b>As (cm2) Manual</b>	<b>As (cm2) CYPECAD</b>	<b>Verificación manual</b>	<b>Armadura CYPECAD</b>
Inferior (+) entre C67 yC68	12,42	12,77	4Ø20	4Ø20+1Ø12
Superior (-) izquierda C67	9,13	9,08	2Ø10 + 2Ø20 + 1Ø16	2Ø10 + 2Ø20 + 1Ø16
Superior (-) derecha C68	5,76	5,85	2Ø10 + 1Ø16 + 1Ø20	2Ø10 + 1Ø20 + 1Ø16
<b>Armadura transversal entre las columnas C67 y C68</b>	<b>Long. (cm) Manual</b>	<b>Long. (cm) CYPECAD</b>	<b>Verificación Manual</b>	<b>Armadura CYPECAD</b>
Izquierda	214	210	22eØ8c/10	21eØ8c/10
Derecha	182	180	19eØ8c/10	18eØ8c/10
Central	234	240	16eØ6c/15	16eØ6c/20
<b>Armadura de piel</b>			Ø8	Ø8

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.23 Detalle de la armadura de la viga



Fuente: CYPECAD 2018

El detalle de las vigas se encuentra en los ANEXOS A-12

### 3.5.3.3 Diseño de columnas de hormigón armado

Para la verificación de columna se eligió la columna C15 de la Planta Baja

Figura 3.24 Esfuerzos de cada combinación de carga



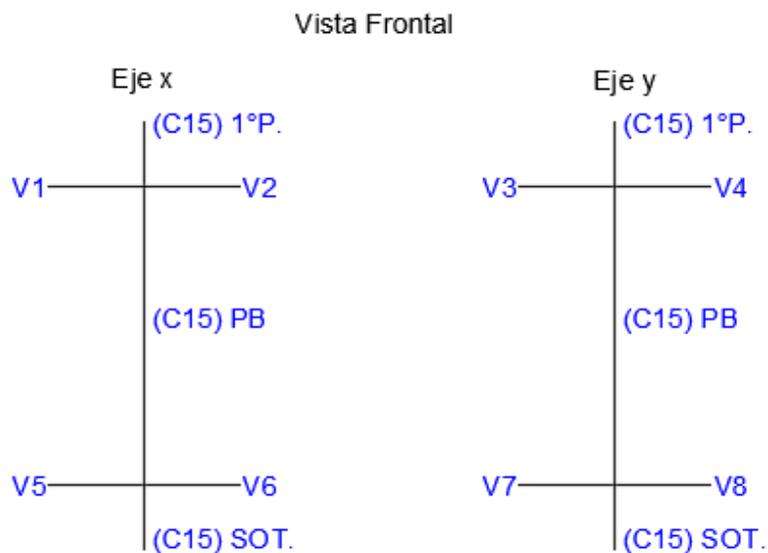
Fuente: CYPECAD 2018

Esfuerzo axial de diseño	N= 1403,40 kN
Momento de cálculo en dirección x	Mdx = 2,80 kN*m
Momento de cálculo en dirección y	Mdy= 60,8 kN*m
Recubrimiento	r = 2.5 cm
Dimensiones	b=35cm h=35cm
Longitud	L=3,36m
Resistencia del hormigón	fck = 21MPa = 2,1kN/cm <sup>2</sup>
Resistencia del acero	fyk = 500MPa = 50kN/cm <sup>2</sup>
Resistencia de cálculo del hormigón	fcd = 1,40kN/cm <sup>2</sup>
Resistencia de cálculo del acero	fyd =43,478kN/cm <sup>2</sup>

➤ **Determinación del coeficiente  $\psi_A$**

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todos los pilares}}{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

Figura 3.25 Elementos de columna en estudio y vigas concurrentes



Fuente: Elaboración propia

Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna

Tabla 3.9 Geometría de los elementos que concurren a la columna

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )
Columna (C15) SOT.	300	35	35	125052	125052
Columna (C15) PB.	336	35	35	125052	125052
Columna (C15) 1°P.	331	35	35	125052	125052
Viga V1	412,5	20	40	106667	26667
Viga V2	412,5	20	40	106667	26667
Viga V3	605	25	60	450000	78125
Viga V4	255	25	40	133333	52083
Viga V5	412,5	25	40	133333	52083
Viga V6	412,5	25	40	133333	52083
Viga V7	605	25	60	450000	78125
Viga V8	255	25	40	133333	52083

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el coeficiente es

$$\psi_{Ax} = \frac{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todos los pilares}}{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todas las vigas}} = 0,44 \quad \psi_{Ay} = \frac{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todos los pilares}}{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todas las vigas}} = 1,71$$

$$\psi_{Bx} = \frac{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todos los pilares}}{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todas las vigas}} = 0,39 \quad \psi_{By} = \frac{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todos los pilares}}{\sum \frac{EI}{l} \text{ de todas las vigas}} = 1,28$$

➤ **Transaccionalidad o Intraslacionalidad de la estructura:**

Según el libro Proyecto y Cálculo de Estructuras Tomo II de J. Calavera en su capítulo 45.2.1. indica que en el caso de una estructura de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta, no supere 1/750 de la altura total, se considera un pórtico intraslacional. Entonces:

Desplazamiento máximo en x de la estructura es de  $D = 4,15 \text{ mm}$

Altura total de la estructura  $h=13 \text{ m}$

$$\frac{1}{750} * 13000mm > 4,15mm$$

$$17,33mm > 3,13mm$$

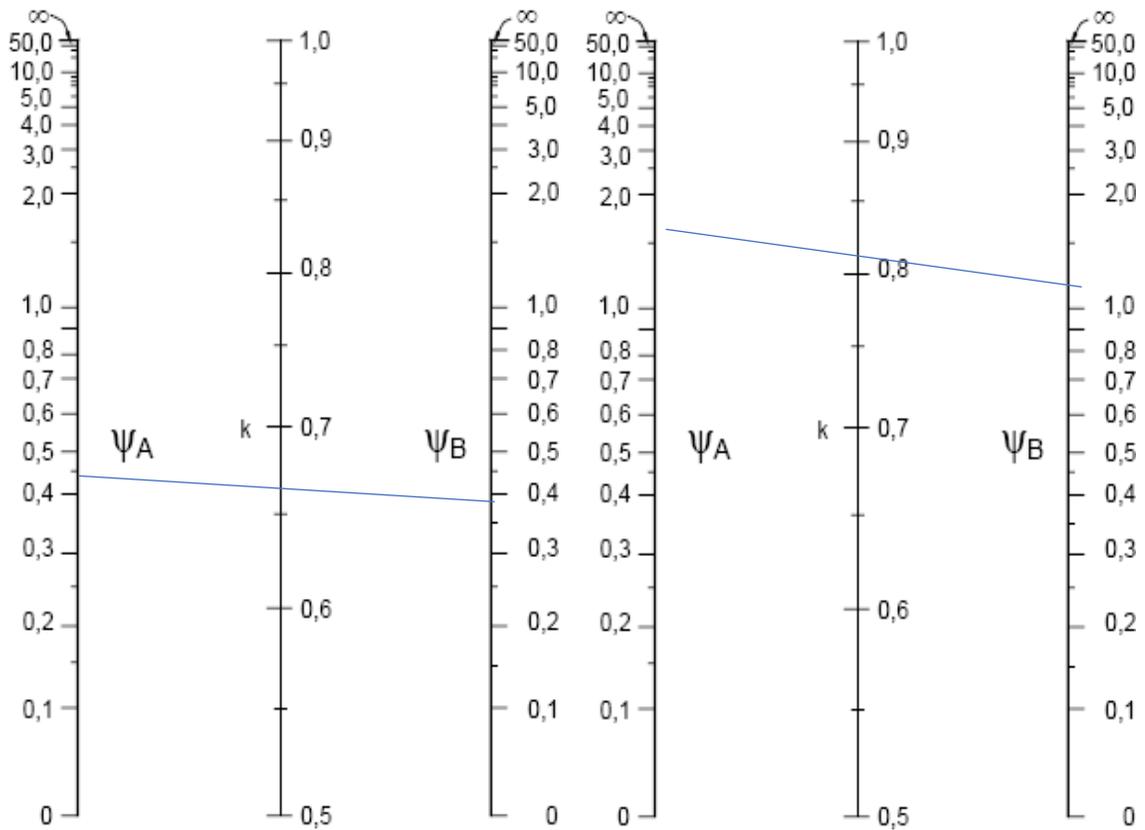
Se considera pórtico intraslacional

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, correspondiente a estructuras intraslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez  $\alpha$ .

$$\psi_{Ax} = 0,44 \qquad \psi_{Ay} = 1,71$$

$$\psi_{Bx} = 0,39 \qquad \psi_{By} = 1,28$$

Tabla 3.10 Nomogramas intraslacional para determinar el Coeficiente de Pandeo



Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

$$\alpha_x = 0,67$$

$$\alpha_y = 0,82$$

Se tomará el valor de  $\alpha$  mayor.

$$l_0 = \alpha * L = 0,82 * 336\text{cm} = 275,52\text{ cm}$$

➤ **Verificación de la esbeltez mecánica de la columna.**

En pilares aislados o pertenecientes a estructuras intraslacionales, si la esbeltez mecánica  $\lambda$  es inferior a 35, se desprecian los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no es necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Radio de giro en el sentido de pandeo

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{125052\text{cm}^4}{1225\text{cm}^2}} = 10,10\text{cm}$$

Esbeltez mecánica

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{275,52\text{ cm}}{10,10\text{cm}} = 27,27$$

$$\lambda = 27,27 < 35$$

Es una columna corta por lo tanto no hay pandeo la excentricidad de pandeo es cero.

➤ **Cálculo de excentricidades:**

- **Excentricidad de primer orden**

$$e_{ox} = \frac{Mdx}{Nd} = \frac{2,8\text{ kN} * \text{m}}{1403,40\text{kN}} * \frac{100\text{cm}}{\text{m}} = 0,20\text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{Mdy}{Nd} = \frac{60,8\text{kN} * \text{m}}{1403,40\text{kN}} * \frac{100\text{cm}}{\text{m}} = 4,33\text{ cm}$$

- **Excentricidad accidental** (según CBH-87 mínima =2cm)

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

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

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

- **Excentricidad final**

$$e_x = e_{ox} + e_a = 0,20\text{cm} + 2\text{cm} = 2,20\text{cm}$$

$$e_y = e_{oy} + e_a = 4,33\text{cm} + 2\text{cm} = 6,33\text{cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón  $U_c$ .

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h = 1,40\text{kN/cm}^2 * 35\text{cm} * 35\text{cm} = 1715\text{kN}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$\nu = \frac{Nd}{U_c} = \frac{1403,40\text{kN}}{1715\text{kN}} = \mathbf{0,82}$$

$$\mu_x = \frac{Nd * e_x}{U_c * b} = \frac{1403,40\text{kN} * 2,20\text{cm}}{1715\text{kN} * 35\text{cm}} = \mathbf{0,051}$$

$$\mu_y = \frac{Nd * e_y}{U_c * h} = \frac{1403,40\text{kN} * 6,33\text{cm}}{1715\text{kN} * 35\text{cm}} = \mathbf{0,15}$$

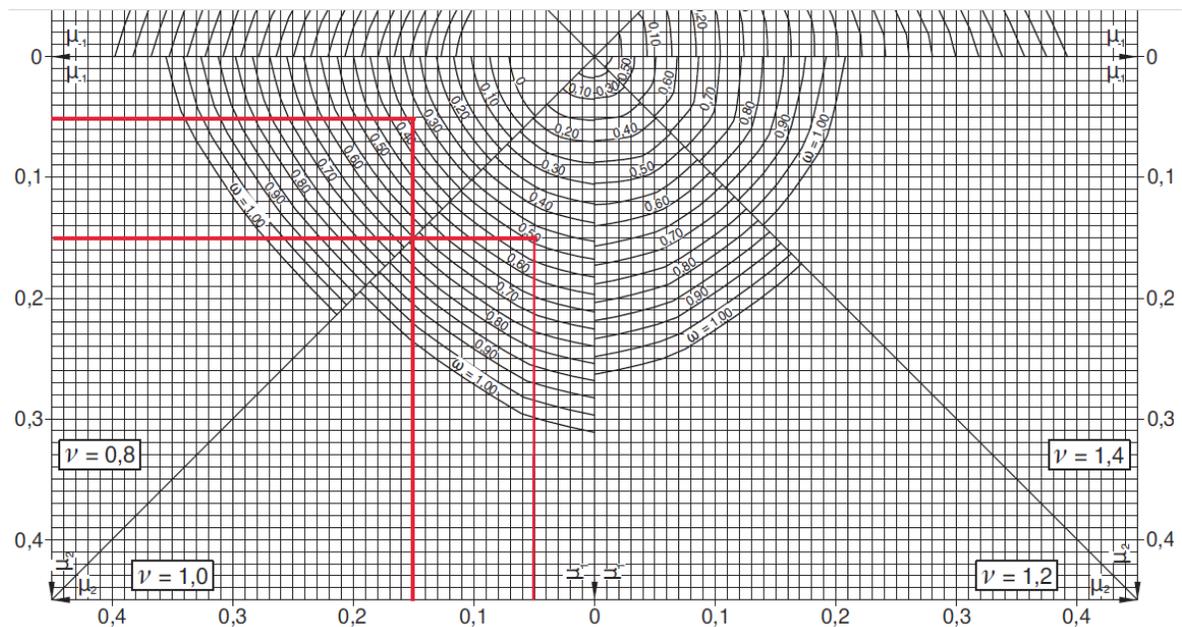
$$\nu = \mathbf{0,82}$$

$$\mu_x = \mathbf{0,051} = \mu_2$$

$$\mu_y = \mathbf{0,15} = \mu_1$$

Con estos valores se ingresa al ábaco en roseta

Tabla 3.11 Ábaco en roseta



Fuente: Jiménez Montoya 15ª edición

Se obtienen los valores y se realiza la interpolación de  $\nu = 0,8$  y  $\nu = 1,0$

$$\nu = 0,8$$

$$\omega = 0,34$$

$$\nu = 1,0 \qquad \omega = 0,49$$

Realizando la interpolación

$$\nu = 0,82 \qquad \omega = 0,36$$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \frac{\omega * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,36 * 35\text{cm} * 35\text{cm} * 1,40\text{kN/cm}^2}{43,478\text{kN/cm}^2} = 14,20\text{cm}^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima**

$\omega_{min}=0,005$  según norma CBH-87

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * h = 0,0050 * 35\text{cm} * 35\text{cm} = 6,13\text{cm}^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor valor.

$$A_s = 14,20\text{cm}^2 \text{ necesaria}$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset=16\text{mm con un área de } A_{s16}=2,01\text{cm}^2$$

$$\emptyset=12\text{mm con un área de } A_{s12}=1,13\text{cm}^2$$

$$6\emptyset16 \quad A_{s16}=12,06\text{cm}^2 \qquad 2\emptyset12 \quad A_{s12}=2,26\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 14,32\text{cm}^2 \text{ cumple con la necesaria}$$

Se utilizará  $6\emptyset16 + 2\emptyset12 \text{ mm}$

Constructivamente se dispondrá  $4\emptyset16$  armadura en las esquinas y  $2\emptyset16$  en la dimensión mas larga de la columna y  $2\emptyset12$  en la otra dirección de la columna.

Resultados:

Verificación manual se utilizará  $6\emptyset16 + 2\emptyset12$

CYPECAD =  $6\emptyset16 + 2\emptyset12$

➤ **Armadura transversal**

Según la norma CBH 87, se debe considerar los siguientes parámetros para la armadura mínima a cortante.

El diámetro mínimo recomendado por la norma es de 6mm o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

Separación:

- 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales.
- 300mm
- Un cuarto del diámetro máximo

$$S = 12\phi_{min} = 12 * 12 = 144mm = 14,4 \text{ cm}$$

Separación adoptada de estribos S=15cm

$$N^{\circ}estri. = \frac{L}{s} = \frac{396cm}{15cm} = 26$$

$$26e\phi 6c/15$$

Resumen general de los resultados de la columna

Tabla 3.12 Resumen general de los resultados de la columna obtenidos manual y el programa Cypecad.

Armadura de la columna C79	As (cm2) Manual	As (cm2) CYPECAD	Verificación manual Adoptada	Armadura CYPECAD
Longitudinal	14,20	14,32	6Ø16 + 2Ø12 mm	6Ø16 + 2Ø12 mm
Estribos	Por norma		26eØ6c/15	28eØ6c/15

Fuente: elaboración propia

### 3.5.3.4 Diseño del muro de sótano

Datos generales

Recubrimiento  $r = 2.5 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón  $f_{ck} = 21\text{MPa} = 2,1\text{kN/cm}^2$

Resistencia del acero  $f_{yk} = 500\text{MPa} = 50\text{kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón  $f_{cd} = 1,40\text{kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero  $f_{yd} = 43,478\text{kN/cm}^2$

Peso específico del suelo  $18\text{ kN/m}^3$

Ángulo de rozamiento interno  $30^\circ$

Talud  $0^\circ$

Sobrecarga  $3\text{kN/m}^2$

Altura del muro  $H=3,60\text{m}$

Espesor del muro  $t= 25\text{cm}$

Espesor cimiento =espesor losa de fundación  $50\text{cm}$

Base de cimentación viga de cimentación  $b=25\text{ cm}$

➤ **Cálculo del empuje**

Coefficiente de presión en reposo

$$k_o = 1 - \text{sen}\phi = 1 - \text{sen } 30^\circ = 0,5$$

Presión vertical

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

$$\text{Peso suelo} = \frac{18\text{kN}}{\text{m}^3} * 3,60\text{m} = 64,80\text{kN/m}^2$$

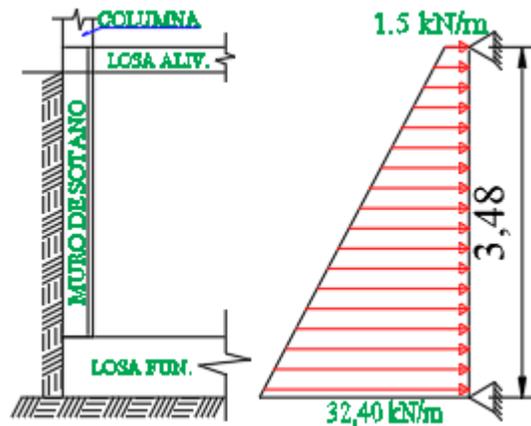
$$\sigma_v = \frac{3\text{ kN}}{\text{m}^2} + \frac{64,80\text{kN}}{\text{m}^2} = 67,80\text{ kN/m}^2$$

Presión horizontal

$$\sigma_h = q * k_o = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,5 = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_h = \sigma_v * k_o = 64,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,5 = \frac{32,40\text{ kN}}{\text{m}^2}$$

Figura 3.26 Empuje del suelo en el muro de sótano



Fuente: Elaboración propia

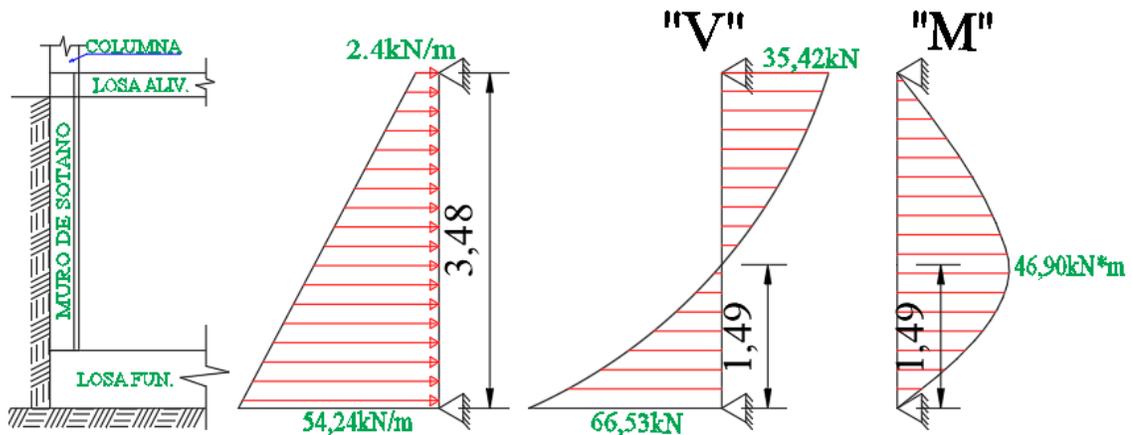
➤ **Solicitaciones ELS y ELU**

Aquí se deben distinguir dos tipos de análisis. EL análisis en estado de servicio, que sirve generalmente para conocer la estabilidad del muro respecto del empuje. Este análisis no se realizará acá pues las losas de fundación y de entrepiso contienen el muro con factores de seguridad muy altos. Esto conlleva a decir sin temor a equivocarnos que el suelo no fallará en este caso.

Lo que queda entonces es el análisis en Estado Límite Último, que consiste en encontrar las solicitaciones producto de cargas «mayoradas» y así luego encontrar el acero en el muro.

Entonces lo que hacemos en este caso es incrementar el empuje del suelo en 1.6, según la combinación de carga sugerida por la norma. Se tiene entonces:

Figura 3.27 Diagrama de momento y cortante en el muro de sótano



Fuente: Elaboración propia

Diagrama de cortante y momento

➤ **Verificación de la armadura del muro de sótano M1 25**

Momento máximo positivo mayorado	$M_d = 46,90 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Espesor del muro	$t = 25 \text{ cm}$
Profundidad de análisis del muro	$b_w = 100 \text{ cm}$
Recubrimiento	$r = 2,5 \text{ cm}$
Resistencia del hormigón	$f_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,1 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Factores de minoración de resistencias	$\gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15;$
Factores de mayoración de cargas	$\gamma_f = 1,6$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$
Canto útil de la sección (d)	

$$d = t - r = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$$

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{4690 \text{ kN} * \text{cm}}{100\text{cm} * (22,5\text{cm})^2 * 1,40\text{kN}/\text{cm}^2} = 0,0662$$

Entonces  $\mu_{lim}=0,319$  menor que  $\mu d$  no necesita armadura de compresión.

$$\mu d = 0,0662 < 0,2961$$

➤ **Cálculo de la armadura en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu d=0,0662$  se obtiene una cuantía mecánica mediante interpolación de  $\omega=0,0694$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0694 * 100\text{cm} * 22,5\text{cm} * \frac{\frac{1,40\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{43,478\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 5,03\text{cm}^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min}$  dirección horizontal =0,0016 para el tipo de acero

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

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d = 0,0016 * 100\text{cm} * 25\text{cm} = 4\text{cm}^2$$

Según CBH-87  $\omega_{min}$  dirección vertical =0,0009 para el tipo de acero  $F_y=5000\text{kg}/\text{cm}^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d = 0,0009 * 100\text{cm} * 25\text{cm} = 2.25\text{cm}^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor con la mínima en sentido vertical.

$$A_s = 5,01 \text{ cm}^2$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$\emptyset=10\text{mm}$  con un área de  $A_{s10}=0.79\text{cm}^2$

Al tratarse de un muro de contención la armadura mínima se debe dividir para ambas caras  $A_s=2,515\text{cm}^2$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s10}} = \frac{2,515\text{cm}^2}{0,79\text{cm}^2} = 3,18 \text{ se asume } 4 \text{ barras}$$

Considerando 4Ø10mm se tiene un área real de  $A_s=3.16\text{cm}^2$  cumple con la necesaria.

Se utilizará 4Ø10 mm en un metro de longitud de muro

$$S = \frac{100}{\text{N}^\circ \text{ barras}} = \frac{100\text{cm}}{4 \text{ barras}} = 25 \text{ cm}$$

Resultados:

Verificación manual se utilizará 4Ø10c/25 en ambas caras del muro

Armadura horizontal

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d = 0,0016 * 100\text{cm} * 25\text{cm} = 4\text{cm}^2$$

Se consideran los siguientes diámetros:

Ø=8mm con un área de  $A_{s8}=0,5\text{cm}^2$

Al tratarse de un muro de contención la armadura mínima se debe dividir para ambas caras  $A_s=2\text{cm}^2$

$$\text{N}^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s8}} = \frac{2\text{cm}^2}{0,5\text{cm}^2} = 4 \text{ barras}$$

Considerando 4Ø8mm se tiene un área real de  $A_s=2\text{cm}^2$  cumple con la necesaria.

Se utilizará 4Ø8 mm en un metro de longitud de muro

$$S = \frac{100}{\text{N}^\circ \text{ barras}} = \frac{100\text{cm}}{4 \text{ barras}} = 25 \text{ cm}$$

Verificación manual se utilizará 4Ø8c/25 en ambas caras del muro

Conclusión

Comparación con el software de Cypecad se tiene una diferencia de acero de refuerzo en sentido vertical donde la verificación manual se tiene de 4Ø10c/25 en ambas caras del muro. Mientras que el Cypecad 5Ø10c/25 en ambas caras del muro.

### 3.5.4 Estructuras complementarias

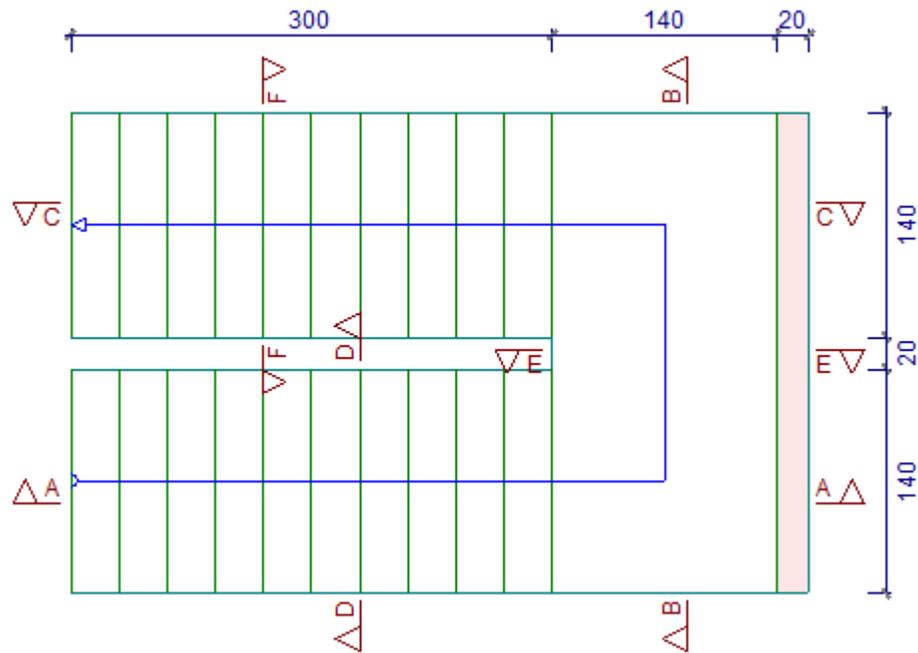
#### 3.5.4.1 Diseño de escalera

Escalera 3 Planta Baja – Primer Piso bloque C

Los datos generales de la escalera son los siguientes:

Longitud horizontal de la rampla.	$L1=3\text{ m}$
Longitud del descanso.	$L2=1,40\text{m}$
Desnivel a salvar.	$Z=3,96\text{m}$
Ancho de la rampa.	$a=1,40\text{m}$
Ancho total del descanso.	$B=3\text{m}$
Espesor de la losa	$t=0,15\text{m}$
Recubrimiento de la armadura	$r=0,03\text{m}$
Huella	$h=0,3\text{m}$
Contra huella	$ch=0,18\text{m}$
Número de peldaños.	$N=22$
Resistencia del hormigón	$f_{ck} = 21\text{MPa} = 2,1\text{kN/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_{yk} = 500\text{MPa} = 50\text{kN/cm}^2$
Factores de minoración de resistencias	$\gamma_c=1.5; \gamma_s=1.15;$
Factores de mayoración de cargas	$\gamma_f=1,6$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} = 1,40\text{kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 43,478\text{kN/cm}^2$

Figura 3.28 Vista en planta de la Escalera



Fuente: CYPECAD 2018

Dado que, las características geométricas de la escalera de subida como la de bajada son simétricas, solo bastará con verificar una de ellas y la otra tomará la misma disposición de la armadura. Por lo tanto, solo se comprobará la losa de subida.

Debido a su inclinación y poca luz, éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

➤ **Determinación de carga para la losa inclinada**

Peso específico del hormigón armado  $25 \text{ kN/m}^3$

- **Peso propio de la losa (Ppl)**

$$Ppl = \gamma H^\circ * t * a = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,15 \text{ m} * 1,40 \text{ m} = 5,25 \text{ kN/m}$$

- **Peso propio de escalones (Ppe)**

$$Ppe = \gamma H^{\circ} * t' * a$$

$$t' = \frac{(h * ch)/2}{\sqrt{h^2 + ch^2}} = \frac{(0,3m * 0,15m)/2}{\sqrt{0,3^2 + 0,18^2}} = 0,077m$$

$$Ppe = \gamma H^{\circ} * t' * a = \frac{25kN}{m^3} * 0,077m * 1,40m = 2,70kN/m$$

- **Peso de acabados (Pa)**

Longitud de la sección del escalón  $Le=0,18+0,30=0,48m$

Peso del mortero

Peso específico del mortero  $22 \text{ kN/m}^3$

Espesor  $e=0,015m$

$$Pmt = \frac{\gamma * e * Le}{\sqrt{h^2 + ch^2}} = \frac{22 \text{ kN/m}^3 * 0,015m * 0,48m}{\sqrt{0,3^2 + 0,18^2}} = 0,45kN/m^2$$

Peso del mármol

Peso específico de mármol  $28 \text{ kN/m}^3$

Espesor  $e=0,05m$

$$Pm = \frac{\gamma * e * Le}{\sqrt{h^2 + ch^2}} = \frac{28 \text{ kN/m}^3 * 0,05m * 0,48m}{\sqrt{0,3^2 + 0,18^2}} = 1,92kN/m^2$$

Peso del yeso

Peso específico del yeso  $12 \text{ kN/m}^3$

Espesor  $e=0,03m$

$$Py = \gamma * e = 12 \text{ kN/m}^3 * 0,03m = 0,36kN/m^2$$

Peso de acabado total

$$Pat = Pmt + Pm * Py = \frac{0,45kN}{m^2} + \frac{1,92kN}{m^2} + \frac{0,36kN}{m^2} = 2,73kN/m^2$$

*Se asume peso de acabado  $Pat = 2,80kN/m^2$*

$$Pa = Pat * a = 2,80kN/m^2 * 1,40m = 3,92kg/m$$

- **Peso de baranda (Pb)**

Peso de la baranda se considera de 0,5kN/m para ambos lados de la escalera por 2

$$Pb = 0,5kN/m * 2 = 1kN/m$$

Carga muerta total de la losa inclinada

$$CM = Ppl + Ppe + Pa + Pb = \frac{5,25kN}{m} + 2,70 \frac{kN}{m} + \frac{3,92kN}{m} + \frac{1kN}{m}$$

$$CM = 12,97kN/m$$

Sobrecarga:

La sobrecarga de uso se determina mediante el tipo de edificación según la normativa.

Para este proyecto será de: 4 kN/m<sup>2</sup>

$$Sc = \frac{4kN}{m^2} * 1,40m = 5,60kN/m$$

➤ **Determinación de carga para la losa de descanso**

Peso propio de la losa

$$Ppl = \gamma H^{\circ} * t * a = 25kN/m^3 * 0,15m * 1,40m = 5,25kg/m$$

Peso de acabados

$$Pa = Pat * a = 2,80kN/m^2 * 1,40m = 3,92kN/m$$

Peso de baranda

$$Pb = 0,50kN/m$$

Carga muerta total de la losa de descanso

$$CM = Ppl + Pa + Pb = \frac{5,25kN}{m} + \frac{3,92kN}{m} + \frac{0,5kN}{m} = 9,7kN/m$$

Sobrecarga:

$$Sc = 5kN/m^2 * 1,40m = 7kN/m$$

➤ **Consideraciones para la disposición de la armadura en la escalera:**

Los momentos de empotramiento perfecto se presentan solo excepcionalmente, cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez.

Para el caso de empotramiento perfecto, puede tomarse, el momento de empotramiento y el de vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma proporcionada por el cálculo, lo cual resulta especialmente adecuado si el armado se hace con mallas electro soldadas. Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio; pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple, ya que, al fisurarse, disminuirá su rigidez torsional de forma decisiva.

Y para el cálculo de la armadura principal se calculará como si fuese una viga. Transversalmente, se dispondrá de una armadura de reparto, cuya cuantía no será inferior al 20% de la principal en los 3/5 centrales de la luz. Aplicando estas consideraciones, la escalera puede ser diseñada como se indica a continuación:

Para la armadura de vano: Supuesta como un apoyo simple y con las cargas ponderadas, se tiene que:

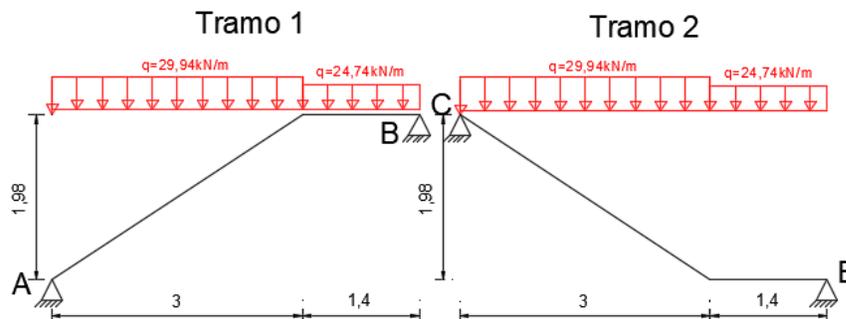
Ponderación losa inclinada

$$q = 1,6 * (CM + Sc) = 1,6 * (12,97kN/m + 5,74kN/m) = 29,94kN/m$$

Ponderación losa de descanso

$$q = 1,6 * (CM + Sc) = 1,6 * (9,72kN/m + 5,74kN/m) = 24,74kN/m$$

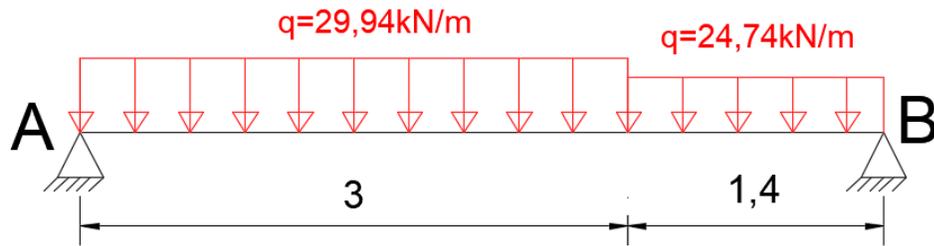
Figura 3.29 Consideración de cargas para el cálculo de la armadura principal



Fuente: Elaboración propia

Por razones de cálculo se considerará como una losa plana:

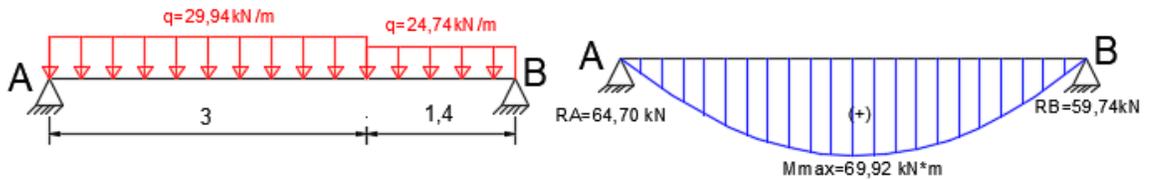
Figura 3.30 Consideración como una losa plana y simplemente apoyada



Fuente: Elaboración propia

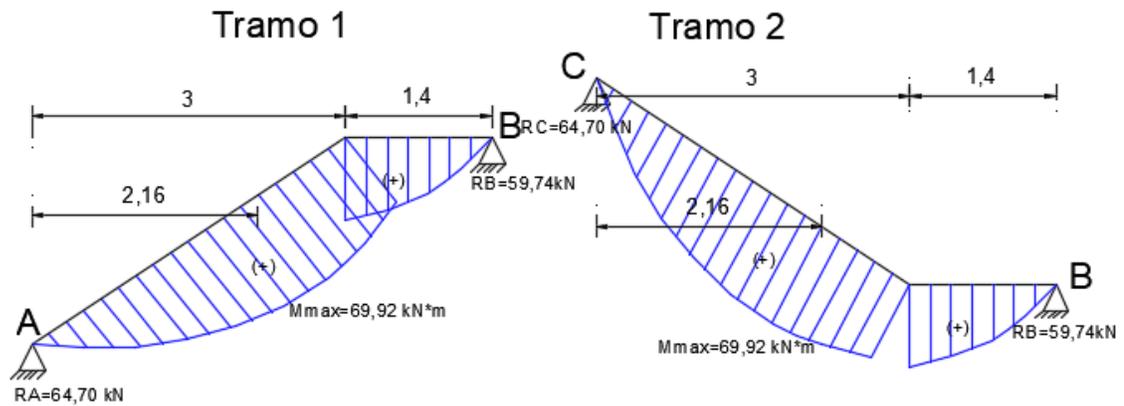
Resolviendo se tiene:

Figura 3.31 Diagrama de momentos de la escalera como losa plana



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.32 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real



Fuente: Elaboración propia

Para la armadura negativa supuesta como un apoyo empotrado y con las cargas de servicio.

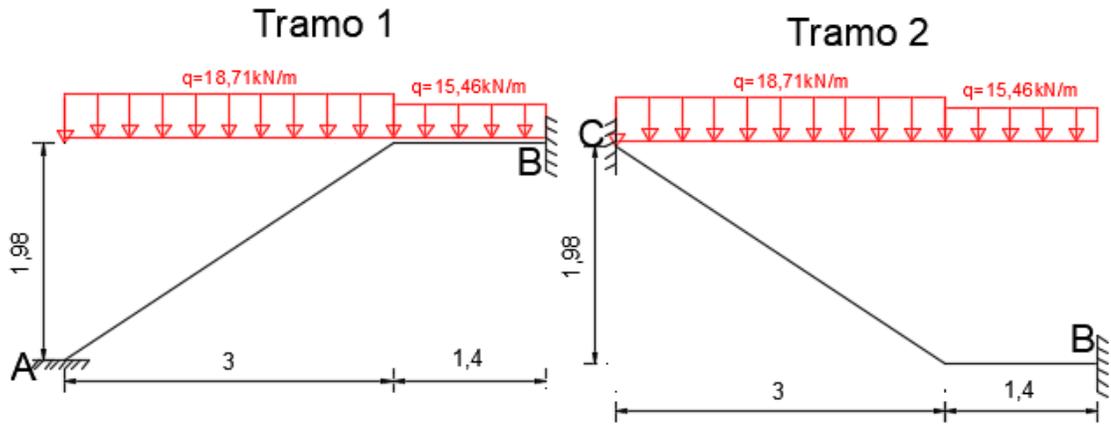
Losa inclinada

$$q = 18,71 \text{ kN/m}$$

Losa de descanso

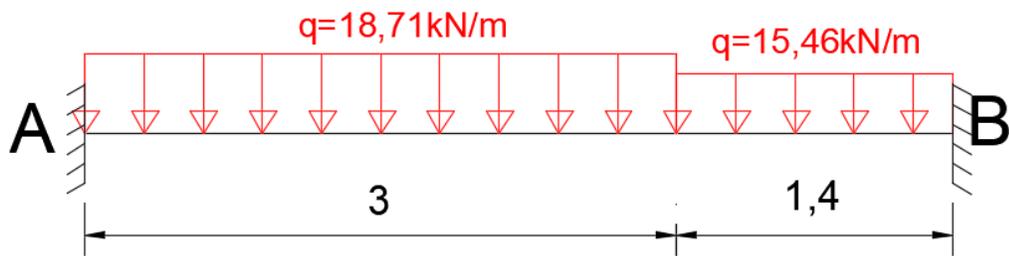
$$q = 15,46 \text{ kN/m}$$

Figura 3.33 Consideración de cargas para el cálculo de la armadura negativa



Fuente: Elaboración propia

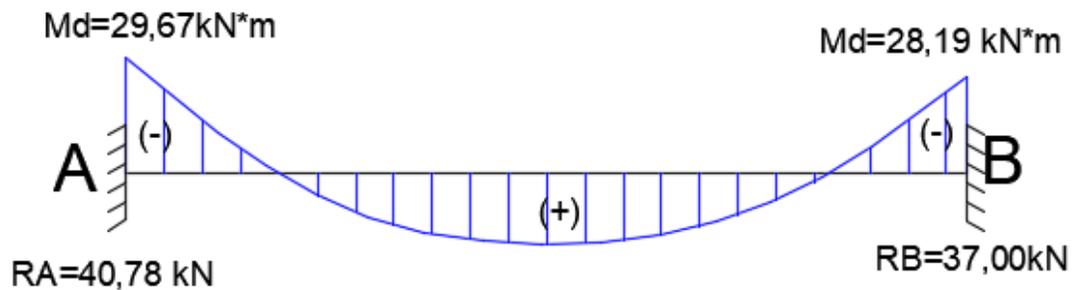
Figura 3.34 Consideración como una losa plana y apoyo empotrado



Fuente: Elaboración propia

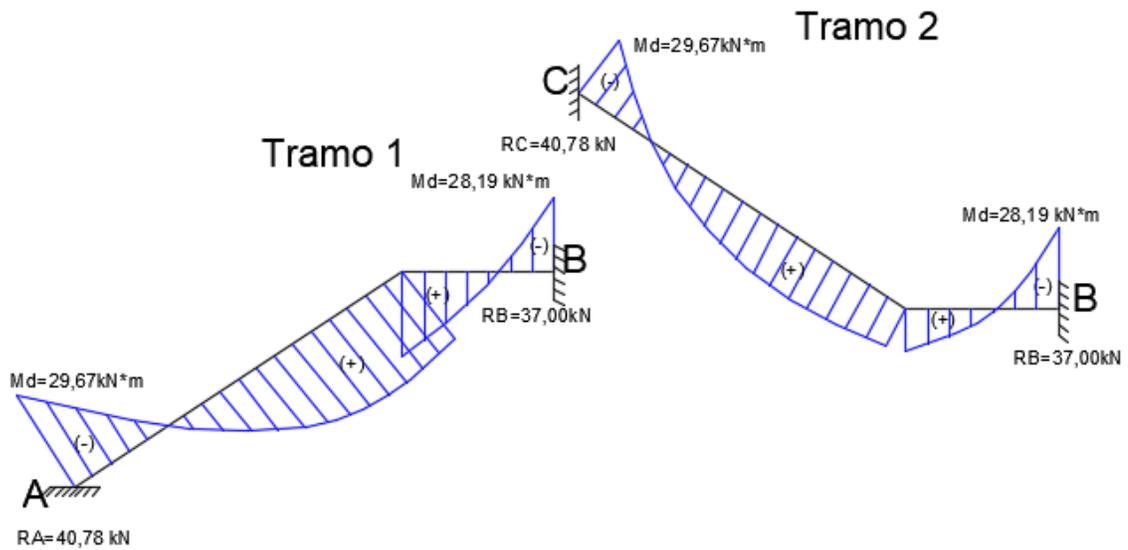
Resolviendo se tiene:

Figura 3.35 Diagrama de momentos de la escalera empotrada



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.36 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real



Fuente: Elaboración propia

Con las consideraciones realizadas se procede a determinar las armaduras de la escalera.

➤ **Verificación de la armadura longitudinal positiva**

Momento característico de diseño en servicio	$M_d = 69,92 \text{ kN} \cdot \text{m} = 6992 \text{ kN} \cdot \text{cm}$
Cuantía mínima para losas	$w_{\min} = 0,0018$
Canto de la losa	$t = 15 \text{ cm}$
Base de la losa	$b_w = a = 140 \text{ cm}$
Recubrimiento	$r = 3 \text{ cm}$
Canto útil de la sección	$d = 12 \text{ cm}$
Resistencia del hormigón	$f_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,1 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Factores de minoración de resistencias	$\gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15;$
Factores de mayoración de cargas	$\gamma_f = 1,6$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}} = \frac{6992kN * cm}{140cm * (12cm)^2 * 1,40kN/cm^2} = 0,25$$

Entonces  $\mu_{lim}=0,319$  menor que  $\mu_d$  no necesita armadura de compresión.

$$\mu_d = 0,25 < 0,2961$$

➤ **Cálculo de la cuantía en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu_d=0,25$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega=0,2946$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2946 * 140cm * 12cm * \frac{\frac{1,40kN}{cm^2}}{\frac{43,478kN}{cm^2}} = 15,94cm^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min}=0,0015$  para el tipo de acero  $F_y=5000kg/cm^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * bw * d = 0,0015 * 140cm * 12cm = 2,52cm^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor valor.

$$A_s = 15,94cm^2 \text{ nesesaria}$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset=16mm \text{ con un área de } A_{s16}=2,01cm^2$$

$$\emptyset=12mm \text{ con un área de } A_{s12}=1,13cm^2$$

$$\emptyset=10mm \text{ con un área de } A_{s10}=0,79cm^2$$

Se dispondrá de un solo diámetro en toda la sección

$$8\emptyset16 \quad A_{s16}=16,08cm^2$$

$A_{st} = 16,08cm^2$  cumple con la nesesaria:

Se utilizará 8Ø16

Espaciamiento

$$s = \frac{a}{n - 1} = \frac{140cm}{8 - 1} = 20cm$$

Resultados:

Verificación manual se utilizará 8Ø16c/20

CYPECAD = 10Ø16c/15

➤ **Verificación de la armadura longitudinal negativa**

Momento característico de diseño en servicio Md= 29,67kN\*m=2967kN\*cm

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2967kN * cm}{140cm * (12cm)^2 * 1,40kN/cm^2} = 0,1051$$

Entonces  $\mu_{lim}=0,319$  menor que  $\mu_d$  no necesita armadura de compresión.

$$\mu_d = 0,1051 < 0,2961$$

➤ **Cálculo de la cuantía en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu_d=0,1051$  se obtiene una cuantía mecánica mediante interpolación de  $\omega=0,1122$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1122 * 140cm * 12cm * \frac{\frac{1,40kN}{cm^2}}{\frac{43,478kN}{cm^2}} = 6,07cm^2$$

$$A_s = 6,07cm^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min}=0,0018$  para el tipo de acero  $F_y=4000kg/cm^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d = 0,0015 * 140cm * 12cm = 2,52cm^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor valor.

$$As = 6,07cm^2 \text{ nesesaria}$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset=10mm \text{ con un área de } As_{10}=0,79cm^2$$

$$\emptyset=8mm \text{ con un área de } As_8=0,5cm^2$$

Se dispondrá de un solo diámetro en toda la sección

$$8\emptyset10 \quad As_{10}=6,32cm^2$$

$$Ast = 6,32cm^2 \text{ cumple con la nesesaria}$$

Se utilizará 8 $\emptyset$ 10

Espaciamiento

$$s = \frac{a}{n - 1} = \frac{140cm}{8 - 1} = 20 \text{ cm}$$

Resultados:

Verificación manual se utilizará 8 $\emptyset$ 10c/20

CYPECAD = 8 $\emptyset$ 8c/20

La armadura transversal se dimensionará con la armadura mínima en toda la longitud de la escalera.

Longitud inclinada

$$l = \sqrt{1.98^2 + 3^2} = 3,59m = 3,60 + 1,4 = 5m$$

Determinación de la armadura mínima

$$Asmin = \omega min * l * d = 0,0018 * 500cm * 12cm = 10,8cm^2$$

Se considera un diámetro de 8mm con un  $As=0,50 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras será:

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{Asmin}{As\emptyset8} = \frac{10,8}{0,5} = 21,6 = 22 \text{ barra}$$

Área total de 22 barras de 8mm

$$As = 22 * 0,5 = 11\text{cm}^2 \text{ cumple con la necesaria}$$

Espaciamiento de armadura

$$s = \frac{500\text{cm}}{22} = 22,7\text{cm se asume un espaciamiento de 20 cm}$$

Se utilizará 22Ø8c/20

Tabla 3.13 Resumen general de los resultados de la escalera obtenidos manual y el programa cypecad.

<b>Armadura de la Escalera 3</b>	<b>As (cm2) calculado Manual</b>	<b>As (cm2) CYPEC AD</b>	<b>Verificación manual Adoptada</b>	<b>Armadura CYPECAD</b>
Long. Positiva	15,94		8Ø16c/20	10Ø16c/15
Long. Negativa	6,07		8Ø10c/20	8Ø8c/20
Transversal en el tramo inclinado	10,8		22Ø8c/20	20Ø8c/20

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.4.2 Rampa de hormigón armado

Para la verificación de la rampa de hormigón armado se realiza el cálculo de esta como una losa maciza según tablas de Czerny, que se presenta a continuación:

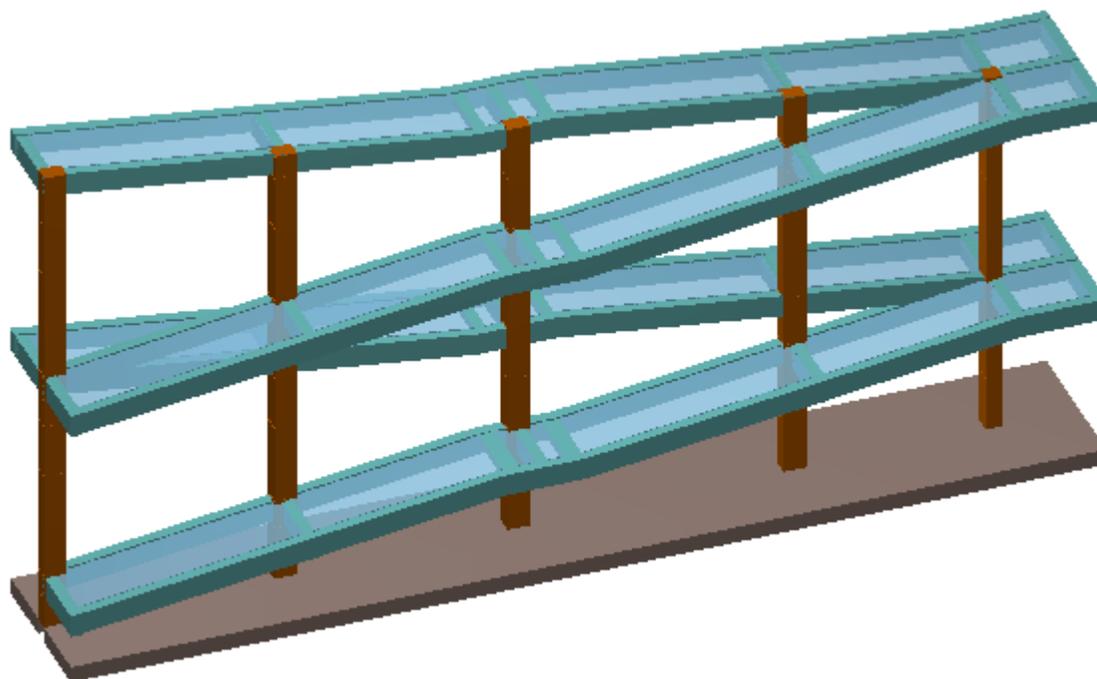
#### ➤ **Diseño estructural de la rampa**

Geometría

Ámbito a=1.40 m

Espesor t= 0,15cm

Figura 3.37 Geometría de la rampa



Fuente: Elaboración propia Cypecad

Cargas que actúan en la rampa

Sobrecarga de diseño

Carga viva

$Sc=4kN/m^2$

$$CV = Sc * a = 4kN/m^2 * 1,4m = 5,60kN/m$$

Peso propio de la rampa

Peso propio

$$q_{losa} = \frac{25kN}{m^3} = * 0,15m * 1,4m = 5,25kN/m$$

Carga de acabados

$$q_{acabados} = \frac{1,50kN}{m^2} = 1,4m = 2,10kN/m$$

Carga de brandado

$$q_{baranda} = 1kN/m$$

Total, carga muerta

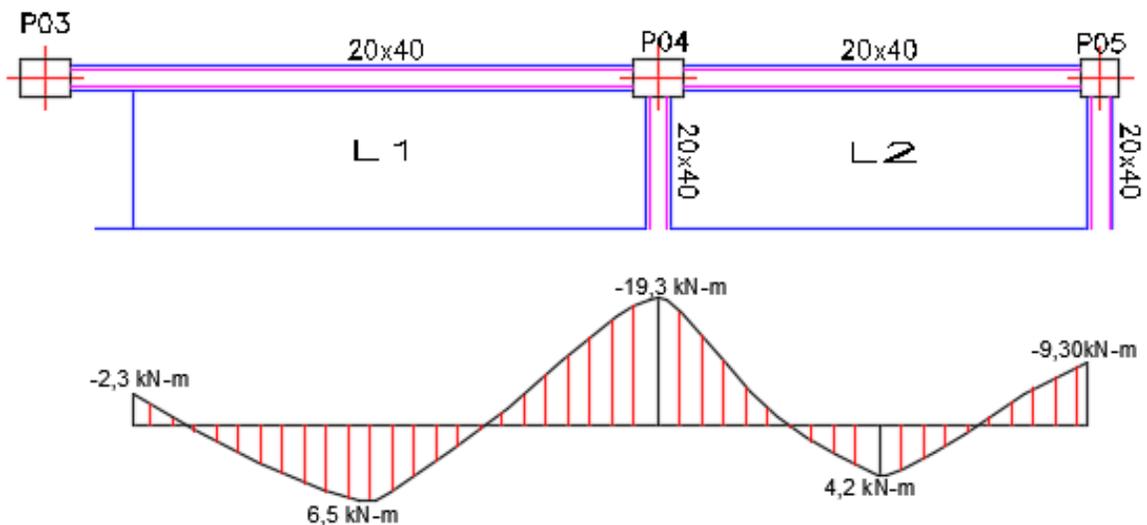
$$CM = q_{losa} + q_{acabados} + q_{baranda} = \frac{5,25kN}{m} + \frac{2,10kN}{m} + \frac{1kN}{m} = \frac{8,35kN}{m}$$

Análisis de carga en la rampa

$$Q = 1,6 * CV + 1,6 * CM$$

$$Q = 1,6 * \frac{5,60kN}{m} + 1,6 * \frac{8,35kN}{m} = 22,32kN/m$$

Figura 3.38 Diagrama de momento de la rampa



Fuente: Elaboración propia

➤ **Verificación de la armadura longitudinal negativa de la rampa**

Momento máximo negativo mayorado  $M_d = 19,30 \text{ kN}\cdot\text{m} = 1930 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

Espesor de la losa  $t = 15 \text{ cm}$

Ancho de análisis de la losa  $b_w = 110 \text{ cm}$

Recubrimiento  $r = 2,5 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón  $f_{ck} = 21 \text{ MPa} = 2,10 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia del acero  $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Factores de minoración de resistencias	$\gamma_c=1.5; \gamma_s=1.15;$
Factores de mayoración de cargas	$\gamma_f=1,6$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} = 1,40\text{kN/cm}^2$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 43,478\text{kN/cm}^2$
Canto útil de la sección (d)	

$$d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$$

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1930\text{kN} * \text{cm}}{110\text{cm} * (12,5\text{cm})^2 * 1,40\text{kN/cm}^2} = 0,0802$$

Entonces  $\mu_{lim}=0,319$  menor que  $\mu_d$  no necesita armadura de compresión.

$$\mu_d = 0,0802 < 0,2961$$

➤ **Cálculo de la armadura en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu_d=0,0802$  se obtiene una cuantía mecánica mediante interpolación de  $\omega=0,0846$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0846 * 110\text{cm} * 12,5\text{cm} * \frac{\frac{1,40\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{43,478\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 4,68\text{cm}^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min} = 0,0018$  para el tipo de acero  $F_y=5000\text{kg/cm}^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d = 0,0018 * 110\text{cm} * 15\text{cm} = 2,97\text{cm}^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor con la armadura mínima.

$$A_s = 4,68\text{cm}^2$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$\emptyset=10\text{mm}$  con un área de  $A_{s10}=0.79\text{cm}^2$

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_s}{A_{s10}} = \frac{4,68\text{cm}^2}{0,79\text{cm}^2} = 5,93 \text{ se asume } 6 \text{ barras}$$

Considerando  $6\emptyset10\text{mm}$  se tiene un área real de  $A_s=4,74\text{ cm}^2$  cumple con la necesaria.

$$S = \frac{110}{N^{\circ}\text{barras}} = \frac{110\text{cm}}{6\text{ barras}} = 18,33\text{ cm asumiendo } 18\text{ cm}$$

Se utilizará  $6\emptyset10\text{ mm}$  cada  $18\text{ cm}$  en todo el ancho de la rampa

Resultados:

Verificación manual se utilizará  $6\emptyset10\text{c}/18$ .

➤ **Verificación de la armadura longitudinal positiva de la rampa**

Momento máximo positivo mayorado  $M_d = 6,50\text{kN}\cdot\text{m} = 650\text{kN}\cdot\text{cm}$

$$d = t - r = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$$

➤ **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{650\text{kN} * \text{cm}}{110\text{cm} * (12,5\text{cm})^2 * 1,40\text{kN}/\text{cm}^2} = 0,03$$

Entonces  $\mu_{lim}=0,319$  menor que  $\mu_d$  no necesita armadura de compresión.

$$\mu_d = 0,03 < 0,2961$$

➤ **Cálculo de la armadura en tracción**

Determinación de la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Con  $\mu_d=0,03$  se obtiene una cuantía mecánica mediante interpolación de  $\omega=0,0308$

➤ **Determinación de la armadura  $A_s$**

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0308 * 110\text{cm} * 12,5\text{cm} * \frac{1,40\text{kN}}{\frac{43,478}{\text{cm}^2}} = 1,70\text{cm}^2$$

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min} = 0,0018$  para el tipo de acero  $F_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d = 0,0018 * 110 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor con la armadura mínima.

$$A_s = 2,97 \text{ cm}^2$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$\emptyset = 8 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s8} = 0,5 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s8}} = \frac{2,97 \text{ cm}^2}{0,5 \text{ cm}^2} = 5,94 \text{ se asume } 6 \text{ barras}$$

Considerando  $6\emptyset 8 \text{ mm}$  se tiene un área real de  $A_s = 3 \text{ cm}^2$  cumple con la necesaria.

$$S = \frac{110}{N^\circ \text{ barras}} = \frac{110 \text{ cm}}{6 \text{ barras}} = 18,33 \text{ cm asumiendo } 18 \text{ cm}$$

Se utilizará  $6\emptyset 8 \text{ mm}$  cada  $18 \text{ cm}$  en todo el ancho de la rampa

Resultados:

Verificación manual se utilizará  $6\emptyset 8 \text{ c}/18$ .

➤ **Verificación de la armadura transversal de la rampa**

Se dispondrá solo de armadura mínima ya que esta es solo requerida para el control del agrietamiento por temperatura. Para una longitud unitaria.

➤ **Determinación de la armadura mínima  $A_{smin}$**

Según CBH-87  $\omega_{min} = 0,0018$  para el tipo de acero  $F_y = 500 \text{ MPa}$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 2,70 \text{ cm}^2$$

Entonces el área de cálculo será el mayor con la armadura mínima.

$$A_s = 2,70 \text{ cm}^2$$

Se consideran los siguientes diámetros:

$\emptyset = 8 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s8} = 0,5 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{As8} = \frac{2,70cm^2}{0,5cm^2} = 5,4 \text{ se asume } 6 \text{ barras}$$

Considerando 6Ø8mm se tiene un área real de  $As=3 \text{ cm}^2$  cumple con la necesaria.

$$S = \frac{100}{N^{\circ}barras} = \frac{100cm}{6 \text{ barras}} = 16,67 \text{ cm asumiendo } 15 \text{ cm}$$

Se utilizará Ø8 mm cada 15 cm en todo el largo de la rampa

Resultados:

Verificación manual se utilizará 6Ø8c/15 por metro lineal.

### **3.5.5 Fundaciones**

#### **3.5.5.1 Análisis de alternativas de fundación**

Se analiza los distintos tipos de fundación para la edificación de acuerdo a topografía del terreno, las características geotécnicas y la magnitud de la edificación.

En el análisis de la topografía, se concluye en realizar una explanación en una parte del terreno y en la cota definida del emplazamiento, de modo que se tenga un equilibrio en el movimiento de tierra en corte y relleno, no se presente material excedente ni faltante que sea en gran cantidad, modificando la superficie del terreno natural con zonas de gran altura de relleno.

Lo observado en el estudio geotécnico a distintas profundidades, refleja un tipo de suelo limoso de baja plasticidad con capacidad portante de  $0,7 \text{ kg/cm}^2$ , y a mayor profundidad suelo granular, en la zona de relleno con la explanación, mientras donde requiere de corte se tiene suelo arcilloso de capacidad portante de  $0,80 \text{ kg/cm}^2$  y presenta capas por encima y por debajo de suelo granular.

##### **3.5.5.1.1 Alternativa de diseño de zapatas aisladas**

Las zapatas aisladas son las más comunes en nuestro medio, se las prefiere que sean cuadradas debido a los métodos constructivos, y a que redistribuye mejor los esfuerzos que una zapata rectangular, simulando una carga puntual que trasmite la edificación, este tipo de zapatas es recomendable, cuando la capacidad portante del suelo sea mayor que  $1 \text{ kg/cm}^2$  y dependiendo de la carga que se tiene de la edificación. En nuestro caso, para optar por zapatas aisladas, la capacidad del suelo es desfavorable, las cargas son de gran magnitud al tener tres pisos de edificación y la interacción suelo estructura, requiere de una zapata de dimensiones muy grandes, lo que genera mucho solapamiento de zapatas, al realizar un análisis, el área que ocupa las zapatas, es más del 60% con respecto al área total del terreno de la construcción, lo que recomienda la norma en este caso, es optar por otro tipo de fundación y en volúmenes de hormigón, algunas zapatas requieren mayor altura que otras, no todas las zapatas son de la misma altura y de tamaño, calculando el volumen total de hormigón para las zapatas, puede ser mayor que optar por otro tipo de fundación.

### **3.5.5.1.2 Alternativa de diseño de zapatas corridas**

Para un diseño de zapatas corridas, se debe tener una carga distribuida uniforme en toda la zapata, el esfuerzo de contacto, entre el suelo y la zapata es constante en toda la profundidad, en las zapatas corridas no hay momento flector, en este proyecto las cargas son puntuales, transmitidas por las columnas, por lo que no se puede optar por este tipo de fundación.

### **3.5.5.1.3 Alternativa de mejoramiento de suelo para fundación**

El mejoramiento se realiza con la finalidad de obtener la capacidad admisible del suelo más alta lo que permita elegir un tipo de fundación más fácil y económica. Para un mejoramiento, el suelo necesita densificarse para aumentar su peso específico y por lo tanto su resistencia cortante. En ocasiones los estratos no son apropiados y se deben remover y remplazar por un suelo mejor sobre el cual se pueda construir la cimentación estructural.

Para realizar el mejoramiento de suelo, el relleno se debe compactar muy bien, para soportar la carga estructural deseada y con material especificada que permita mejorar la capacidad portante, como la distribución granulométrica, que debe tener presencia de suelo granular el cual reduce el asentamiento por consolidación.

De acuerdo a la topografía y situación actual del terreno, en este proyecto se considera que no es viable en un 100% el mejoramiento de suelo, debido a que se tiene una altura de dos hasta tres metros de relleno en algunas zonas, suelo que se debe retirar para proceder la compactación con material mejorado, se analiza el costo para el proceso de compactación, concluyendo que el movimiento de tierra es en gran cantidad, y el traslado del material desde un banco de materiales que se encuentra alejado de la ciudad, hasta el proyecto que se encuentra en el centro de la ciudad, tiene un costo muy elevado y no garantizamos que se obtenga la capacidad admisible requerida.

Se realizará mejoramiento de suelo, en la fundación  $C=-1,5$  metros y en parte de la fundación en la cota  $C=0,00$  en áreas que se requiera, con material seleccionando del corte que se realizará en la explanación, obteniendo una resistencia mínima de  $0,7 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.5.1.4 Alternativa de diseño de losa de fundación**

La losa de fundación se diseña cuando la capacidad admisible del suelo es muy baja y debe soportar cargas muy altas, al diseñar otro tipo de fundación, como zapatas aisladas, las zapatas son muy grandes, están muy próximas a unirse entre zapatas, es conveniente diseñar una losa de fundación, donde tenemos todas las zapatas conectadas, es la mejor solución de transmitir los esfuerzos de la estructura hacia el suelo.

Al tener resultados muy bajos del estudio de suelo la losa de fundación es más viable para este proyecto con el diseño de la losa de fundación se conecta todas las columnas obteniendo una sola pieza de fundación y una mejor distribución de presiones para transmitir al suelo.

#### **3.5.5.2 Justificación de la alternativa de losa de fundación**

Una vez analizado la topografía, el estudio de suelo, los tipos de fundaciones, se concluye con el diseño de losa de fundación para este proyecto.

Se define el diseño de losa de fundación, por la baja resistencia del esfuerzo admisible del suelo, también por el análisis de diseñar zapatas aisladas, se tiene dimensiones muy grandes, lo que genera mucho solapamiento de zapatas, el área que ocupa las zapatas, es más del 60% con respecto al área total de la construcción y en volumen de hormigones la diferencia es mínima, entre losa de fundación y zapatas aisladas, por lo que es conveniente la losa de fundación y la cimentación es una sola y más rígida.

La ventaja por optar la losa de fundación es más rígida, toda la estructura se conecta y se vuelve una sola pieza, de acuerdo a la topografía y situación del terreno natural, se ha diseñado un subsuelo en un bloque, la losa de fundación viene a ser el piso, no necesita rellenarse ni compactarse con tierra, como también en los otros bloques, no necesita empedrarse o realizar otro vaciado, solo trabajos de acabados como la carpeta de nivelación y la cerámica. Económicamente reducimos en material para los ítems de la obra fina y mano de obra.

El diseño de la losa de fundación se presenta en el capítulo IV.

## **3.6 Desarrollo de la Estrategia para la ejecución del proyecto**

### **3.6.1 Especificaciones Técnicas**

Son las que definen la calidad de la obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad. Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de observación previsto, las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción. Se presenta en el ANEXO A-7.

### **3.6.2 Precios unitarios**

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el ANEXO A-9.

### **3.6.3 Cómputos Métricos**

Se obtuvieron los volúmenes del proyecto tomando en cuenta todos los elementos estructurales diseñados. Las cantidades resultantes de los cómputos se muestran en el ANEXO A-8.

### **3.6.4 Presupuesto**

El presupuesto total de la obra se realizó considerando una serie de gastos, determinados a partir del análisis de precios unitarios para todas las actividades del proyecto. Una vez definidas las cantidades y volúmenes de obras se presenta en forma de listado, el presupuesto de cada ítem considerando la unidad de cada actividad, precio unitario y el precio total. El presupuesto Total se muestra en ANEXO A-10.

### **3.6.5 Planeamiento y cronograma**

El Cronograma de ejecución del Proyecto ha sido realizado de acuerdo a rendimientos obtenido de catálogo, se presenta en código de colores se muestra en el ANEXO A-11.

## **CAPÍTULO IV**

### **APORTE ACADÉMICO**

#### **DISEÑO DE LOSA DE FUNDACIÓN DE CANTO CONSTANTE**

##### **4.1 Marco conceptual del aporte académico**

En este capítulo, se desarrollará la metodología de cálculo, para el sistema de fundación adoptado para el presente proyecto, que se trata de sistema de losa de fundación de canto constante por el método rígido, el cual se tornó necesario por la baja capacidad portante del suelo que se tiene en el lugar del emplazamiento del proyecto.

##### **4.2 Alcance del aporte**

El aporte del presente proyecto, se limita a realizar la memoria de cálculo, para el diseño de losa de fundación de canto constante por el método rígido. Para ello, nos apoyamos en el programa computacional Cypecad y será diseñado utilizando la normativa CBH-87.

##### **4.3 Justificación del diseño de losa de fundación**

Una vez analizado la topografía, el estudio de suelo, los tipos de fundaciones, se concluye con el diseño de losa de fundación.

Se define el diseño de losa de fundación, por la baja capacidad resistente del suelo, que es de  $0,70\text{kg/cm}^2$ , dato del primer ensayo de SPT que se realizó a una profundidad de 2,10 metros, luego se realizó por segunda vez el ensayo, (POZO 3 ver ANEXO A-2) a una profundidad de 2,40 metros y la capacidad resistente del suelo es de  $0,80\text{kg/cm}^2$ . También se realizó una excavación a una profundidad de 4,20 metros del terreno natural, (POZO 5 ver ANEXO A-2) donde se evidencia la existencia de relleno con escombros hasta los 2 metros, la segunda capa es de 1,30 metros de suelo limoso con mezcla de arena del tipo A-4, en esta capa se realizó el ensayo y la tercera capa es de 0,90 metros, se encuentra un suelo granular, mezcla de arena limosa con grava del tipo A-2-4, según la clasificación A.A.S.H.O. y con respecto a la cota definida de emplazamiento, la profundidad de la excavación es de 4,70 metros, la quebrada se encuentra a 0,90 metros por debajo de la excavación. El ensayo 4 (POZO 4 ver ANEXO A-2) ubicado en la parte más baja del terreno a una profundidad de 2,5 metros del terreno natural, tiene una capacidad resistente

de  $0,70\text{kg/cm}^2$ , se tiene la presencia de un suelo arcilloso, la profundidad de este pozo con respecto a la cota de emplazamiento es de casi 5,0 metros, por lo que se decide diseñar la losa de fundación con el esfuerzo admisible de  $0,70\text{ kg/cm}^2$  equivalente a  $0,070\text{ MPa}$ .

Por otra parte, el análisis de diseñar zapatas aisladas, resulta de dimensiones muy grandes, lo que genera mucho solapamiento de zapatas, el área que ocupa las zapatas, es más del 60% con respecto al área total de la construcción y en volumen de hormigones la diferencia es mínima, entre losa de fundación y zapatas aisladas, por lo que es conveniente la losa de fundación, la cimentación es una sola y más rígida.

La ventaja por optar la losa de fundación es más rígida, abarca la superficie de apoyo máxima o total disponible bajo el edificio. De acuerdo a la topografía y situación del terreno natural, se ha diseñado un subsuelo en un bloque, la losa de fundación viene a ser el piso, no necesita rellenarse ni compactarse con tierra, como también en los otros bloques, no necesita empedrarse o realizar otro vaciado, solo trabajos de acabados como la carpeta de nivelación y la cerámica. Económicamente reducimos en material y mano de obra para los ítems de la obra fina.

#### **4.4 Marco teórico**

##### **4.4.1 Capacidad última de carga**

Se puede definir la capacidad última de carga, como la carga por área unitaria de la fundación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo.

La capacidad última de carga es un parámetro muy importante que estima la resistencia de apoyo del suelo, para el diseño de fundaciones. Siendo esta no solo una propiedad del tipo de suelo, también lo es de las condiciones en que se encuentra como ser su grado de compactación, humedad, etc.

Para la determinación de la capacidad última de carga puede emplearse aproximaciones empíricas (ensayos de campo y laboratorio) y aproximaciones semiempíricas.

##### **4.4.2 Modos de falla a corte en el suelo**

La falla al corte se produce cuando la capacidad última de carga es alcanzada, y esta se presenta formando una superficie de deslizamiento claramente definida bajo la fundación que progresa hacia uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. La falla

será repentina y con frecuencia se acompañará de inclinaciones drásticas que ocasiona el colapso final hacia un lado. Observaciones detalladas del comportamiento de fundaciones reales y modelos de fundaciones han permitido identificar tres modos diferentes de falla del suelo en fundaciones superficiales bajo cargas estáticas, las cuales son:

- Falla por corte general.
- Falla por corte local.
- Falla por punzonamiento.

#### 4.4.3 Capacidad admisible del suelo

Se puede definir la resistencia admisible del suelo como el esfuerzo de trabajo, es decir, “la capacidad última de carga dividido por un factor de seguridad” este puede oscilar entre 2 y 3. La Tabla 4.1 presenta algunos valores referenciales de la resistencia admisible para diferentes tipos de suelos, según la clasificación del sistema unificado de suelo.

Tabla 4.1 Capacidad admisible para diferentes tipos de suelo

<i>Descripción de los suelos</i>	<i>Capacidad admisible <math>q_a</math> (kg/cm<sup>2</sup>)(Vertical)</i>
Roca coherente	4.5
Gravas	3.0
Arcilla Seca	2.0 - 2.5
Arena Fina	1.0 - 1.5
Grava arcillosa	0.8 - 1.0
Arcilla húmeda	0.8 - 1.0
Arena bien gradada	0.4 - 0.6
Arcilla semiresistente	0.3 - 0.4
Arcilla blanda	0.2 - 0.3

Fuente: Ingeniería de cimentaciones “Braja M. Das”

#### 4.4.4 Coeficiente de balasto

La ingeniería de fundaciones, al igual que otras ramas de la ingeniería civil posee en la actualidad más recursos de diseño, debido principalmente al avance de la tecnología en lo

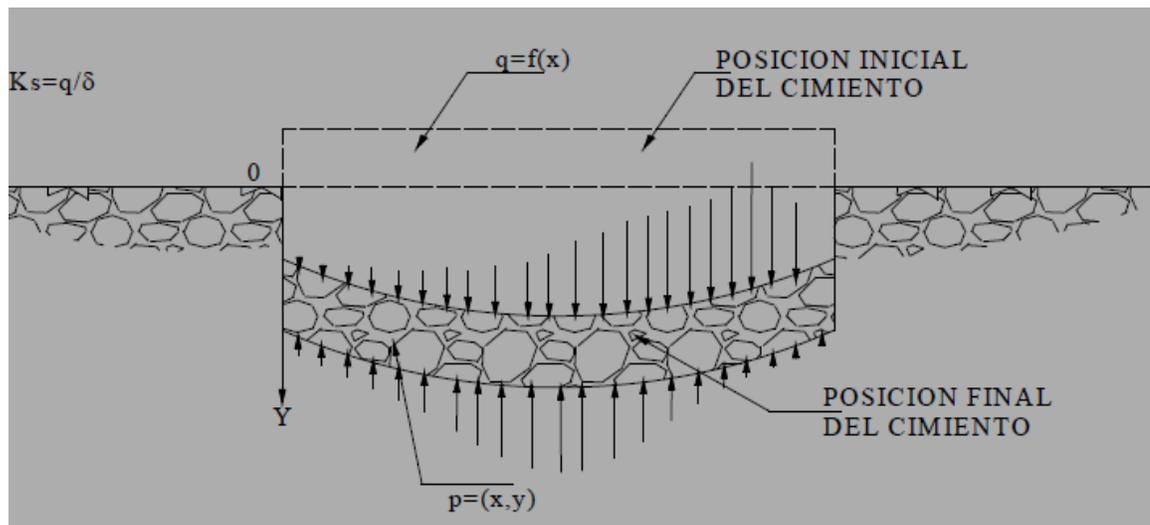
que se refiere a programas computacionales. Estos son exactos en sus soluciones, pero su eficiencia depende de la calidad y correcto ingreso de los datos. Tal es el caso del coeficiente de balasto  $K_s$  el cual deberá ser correctamente obtenido y utilizado para ser ingresado en un programa computacional.

Por lo expuesto anteriormente se precisa de un estudio del coeficiente de balasto  $K_s$  que proporcione mayores luces sobre su obtención e influencia en la economía y seguridad del diseño de fundaciones.

#### 4.4.4.1 Definición del coeficiente de balasto

El coeficiente de balasto está definido como el valor obtenido del cociente entre el incremento de presión de contacto ( $q$ ) y el desplazamiento ( $\delta$ ). Entonces el coeficiente de balasto es una relación conceptual entre la presión y la deformación del suelo que es muy usada en el análisis estructural de fundaciones, generalmente para zapatas continuas, vigas, losas de fundación y varios tipos de pilotes.

Figura 4.1 Relación entre la presión y deformación del suelo

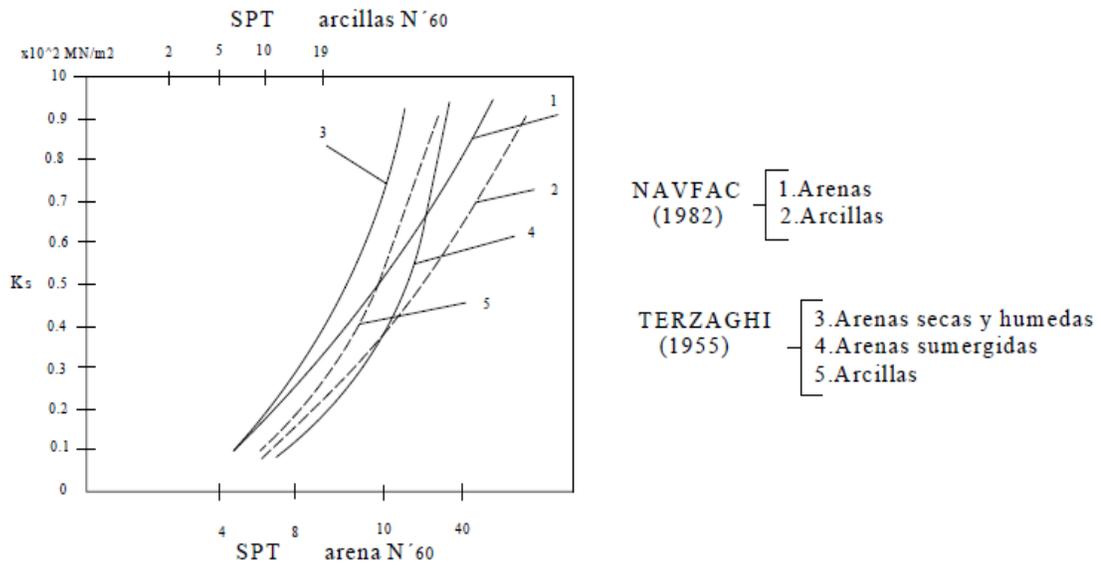


Fuente: Fundaciones I UMSS

#### 4.4.4.2 Coeficiente de balasto obtenido a partir del ensayo de penetración estándar SPT

Esta forma de encontrar el coeficiente  $K_s$  fue propuesto por Terzaghi (1955) y Navfac (1982), se basa en la gráfica:

Tabla 4.2 Correlación entre SPT y el coeficiente de balasto



Fuente: Análisis de fundaciones superficiales

Scott (1981) propuso para suelos arcillosos el valor de  $K_s$ , a partir del ensayo de penetración estándar como:

$$K_s = 1.8 N_{60}$$

Donde:  $N_{60}$  = Resistencia de penetración estándar corregido.

#### 4.4.4.3 Relación entre capacidad última de carga y coeficiente de balasto

La relación entre la capacidad admisible del suelo y el coeficiente de balasto se muestra en la Tabla 4.3. Esta es una tabla con diferentes valores del módulo de reacción del suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Estos valores de la constante elástica del terreno están dados en  $\text{kg/cm}^2$  y la resistencia del suelo debe ser en  $\text{kg/cm}^2$ .

Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco ingenieros connotados (en diferentes épocas). Y se la puede encontrar en la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Tabla 4.3 Módulo de reacción del suelo

MODULO DE REACCION DEL SUELO					
Esf. Adm. (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf. Adm. (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf. Adm. (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: fundaciones I UMSS

#### 4.4.5 Métodos de diseño estructural de la losa de fundación

El diseño estructural de las losas de fundación, se puede efectuar por los dos métodos principales: el método rígido convencional y el método flexible.

##### 4.4.5.1 Diseño de losa de fundación de canto constante por el método rígido

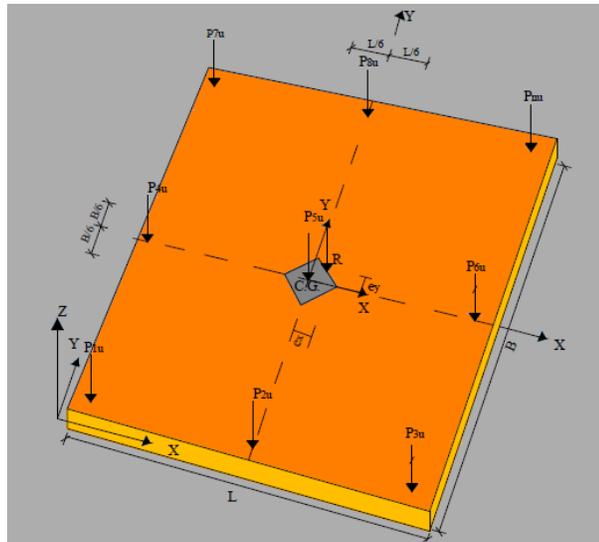
El diseño estructural de las losas de fundación, se realiza asumiendo una distribución de presiones uniforme en la base de la platea o losa de fundación. Esto proporcionará una estimación conservadora de los momentos de flexión.

Si las cargas de las columnas, no están distribuidas uniformemente en la losa, se puede requerirse juntas de construcción para separar las partes de la losa que se asentará de diferente modo.

#### 4.4.5.2 Determinación de la ubicación de la resultante

Para el dimensionamiento en planta, se debe ubicar el punto de aplicación de la resultante, para cumplir con este objetivo, calcular previamente las coordenadas ( $X_{cg}$ ,  $Y_{cg}$ ) del centro de gravedad de la losa como se muestra en la figura 4.2. y posteriormente calcular las coordenadas donde actúa la resultante. ( $X_r, Y_r$ ).

Figura 4.2 Losa de fundación de canto constante.



Fuente: Fundaciones I, UMSS, pág. 202.

Entonces, la resultante de la carga total de las columnas está dada por la siguiente ecuación:

$$R = Q = \sum_{i=1}^n Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots$$

Donde:

Q= Cargas en las columnas

Si la sección es simétrica, es decir rectangular, ( $B*L$ ) las coordenadas del centro de gravedad están dadas por:

$$X_g = \frac{B}{2} \quad Y_g = \frac{L}{2}$$

Si se encuentra el caso de una losa de fundación irregular se deberá encontrar el centro de

gravedad usando el Teorema de Steiner.

Entonces se encontrará el punto donde actúa la resultante con las siguientes ecuaciones:

$$Q * X_R = \sum_{i=1}^n Q_i * X_i \qquad Q * Y_R = \sum_{i=1}^n Q_i * Y_i$$

Una vez encontrada la resultante y sus coordenadas se calcula las excentricidades:

$$e_x = |X_R - X_g| \qquad e_y = |Y_R - Y_g|$$

Donde  $e_x$ ,  $e_y$  son excentricidad de la resultante  $R=Q$

Verificar que la resultante este dentro el núcleo central y cumpla con las condiciones admisibles.

$$e_x \leq \frac{L}{6} \qquad e_y \leq \frac{B}{6}$$

Si se verifica las expresiones anteriores, entonces se cumple con las condiciones de volteo, quiere decir que “R” cae dentro del núcleo central, si no cumple cae fuera, entonces la losa tiende a inclinarse a los lados, por tanto, se debe cambiar los valores de B y L de la losa de fundación.

#### 4.4.5.3 Análisis de presiones

Se determina la presión sobre el suelo q debajo de la losa en los puntos de las columnas empleando la siguiente ecuación.

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x * y}{I_x} \pm \frac{M_y * x}{I_y}$$

Donde:

A= área de la fundación B\*L

I<sub>x</sub>= momento de inercia respecto al eje x

I<sub>y</sub>= momento de inercia respecto al eje y

M<sub>x</sub>=momento de las cargas de las columnas respecto al eje x  $x=Q*e_y$

M<sub>y</sub>=momento de las cargas de las columnas respecto al eje y  $y=Q*e_x$

Se debe realizar el cálculo de presiones en muchos puntos de la losa, es recomendable realizar para los puntos más alejados de la resultante. La presión obtenida en cualquier punto debe ser menor al esfuerzo admisible.

$$q < q_{adm}$$

Verificando que la presión admisible sea menor a la calculada se cumple con la condición de hundimiento.

#### 4.4.5.4 Dimensionamiento en elevación

En el dimensionado en elevación calcular la altura de la losa, haciendo la verificación de corte por punzonamiento, se debe tomar en cuenta que el ancho de la viga debe contener el perímetro crítico.

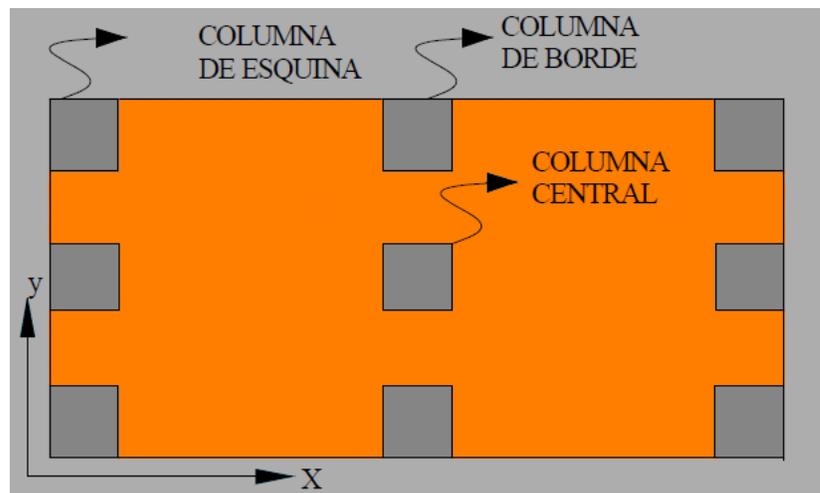
Asumir “d” canto útil para toda la losa de fundación.

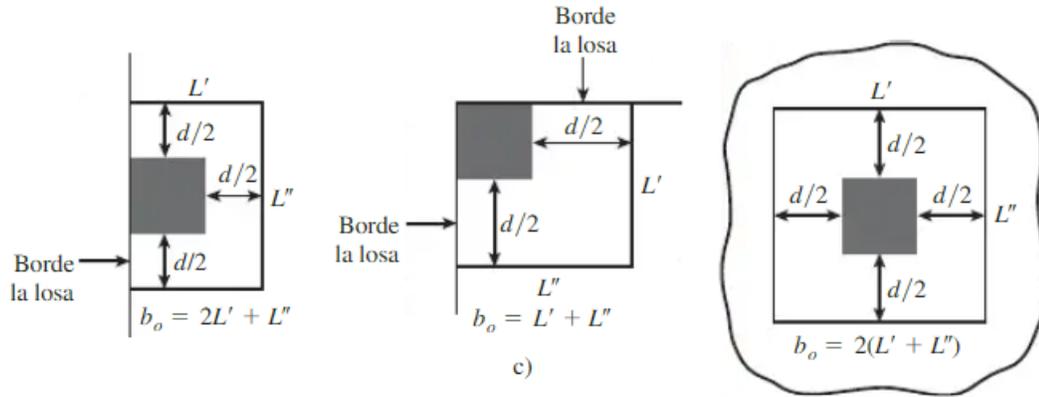
#### 4.4.5.5 Verificación a corte por punzonamiento

Para la verificación de corte a punzonamiento se debe tener la carga última total de todas las columnas.

Las secciones críticas a punzonamiento están ubicadas a una distancia “d/2” de la columna. Por lo tanto, la expresión para el cálculo de “bo” que es el perímetro crítico está en términos de “d”, que depende de la posición de la columna con respecto al plano de la losa figura 4.3.

Figura 4.3. Definición de áreas de corte en diferentes posiciones de columnas.





Fuente: Fundaciones I, UMSS, pág. 205.

El cálculo se lo debe realizar para todas las columnas de la fundación si se desea simplificar el trabajo se hace solo para la columna que tenga mayor carga y menor sección es decir la columna más crítica.

Finalmente se procede a la verificación

$$V_u \leq V_c$$

$$V_u = \frac{Q_u}{\phi * b_o * d}$$

$$V_c = 1,1 * \lambda * \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) \lambda * \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0,27 \left(2 + \frac{\alpha s * d}{b_o}\right) * \lambda \sqrt{f'_c}$$

$\alpha s=20$  para cargas aplicadas en la esquina

$\alpha s=30$  para cargas aplicadas en el borde

$\alpha s=40$  para cargas aplicadas hacia el centro

Luego se determina la profundidad efectiva d.

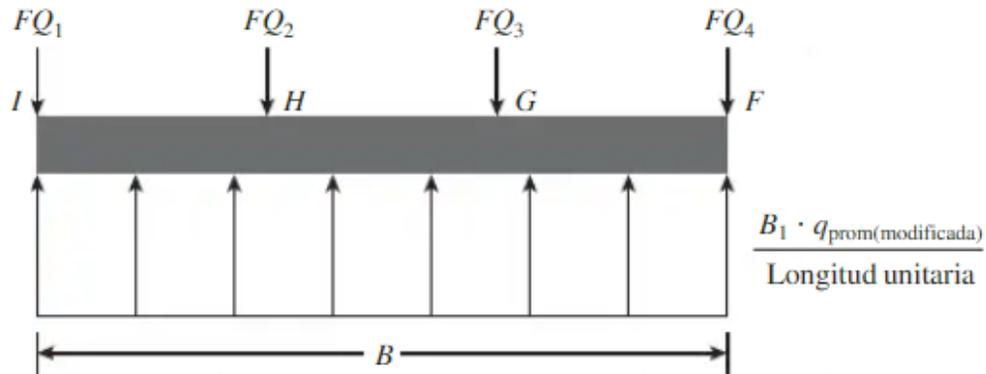
#### 4.4.5.6 Determinación de los diagramas de cortante y momento para las franjas

Se trazan los diagramas de cortante V y momento M para cada franja individual en las direcciones x y

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_i + q_f}{2}$$

Donde  $q_i$  y  $q_f$  son presiones en el suelo determinadas anteriormente en los puntos inicial y final de las franjas.

Figura 4.4 Cargas modificadas



Fuente: Fundamentos de cimentaciones Braja M. Das

La reacción total del suelo es igual a  $q_{\text{prom}} * B1 * B'$  ahora se obtiene la carga total de las columnas sobre la franja como  $Q1 + Q2 + Q3 + Q4$  la suma de las cargas de las columnas sobre la franja no será igual a  $q_{\text{prom}} * B1 * B'$ , debido a que no se ha tomado en cuenta el cortante entre las franjas adyacentes por esta razón la reacción del suelo y las cargas de las columnas se necesitan ajustar.

$$\text{Carga promedio} = \frac{q_{\text{prom}} B1 * B' + (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)}{2}$$

Ahora la reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{carga promedio}}{q_{\text{prom}} B1 B'} \right)$$

Y el factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{carga promedio}}{Q1 + Q2 + Q3 + Q4}$$

Por lo tanto, las cargas modificadas de las columnas son  $FQ1, FQ2, FQ3, FQ4$  estas cargas modificadas sobre la franja en consideración se muestra en la figura anterior ahora se puede trazar los diagramas de cortante y momento para la franja y el procedimiento se

repite en las direcciones x y para las demás franjas.

#### **4.4.5.7 Determinación del área de acero por ancho unitario**

De los diagramas de todas las franjas en una dirección (x o y) se obtienen los momentos máximos positivos y negativos por ancho unitario.

Se determinan las áreas de acero por ancho unitario para el refuerzo positivo y negativo en las direcciones x y.

### **4.5 Producto- Aporte**

El presente proyecto está distribuido en 3 bloques renombrados bloque A, bloque B y bloque C, 2 bloques paralelos B y C. El bloque A, que se encuentra perpendicular a los bloques B y C, paralelo a la calle de principal acceso, este bloque presenta un subsuelo tiene una profundidad de 3,60 metros y presenta muros de sótano, los bloques B y C se diseñan con 2 losas de fundación a distintas profundidades.

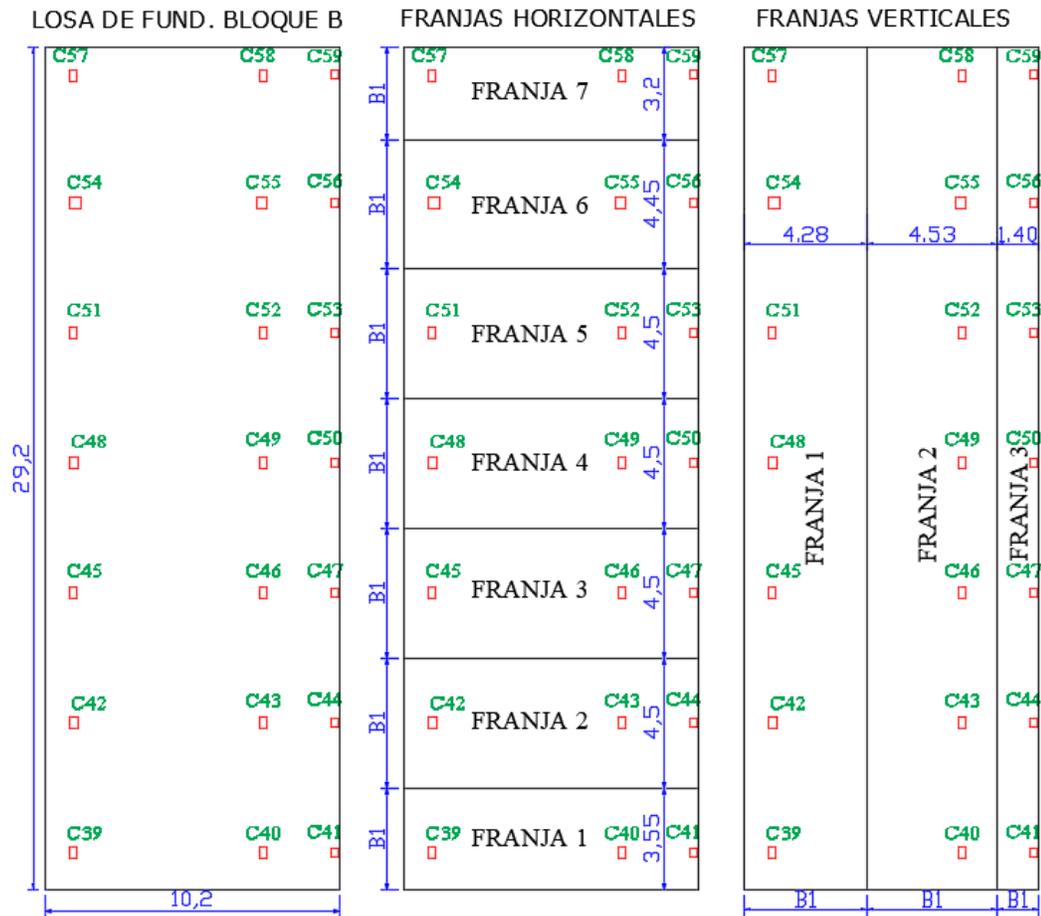
En este apartado se realiza la verificación de la losa del bloque B que se encuentra en la cota cero definidos para la edificación, tiene un área de 297,84 m<sup>2</sup> donde se apoyan 21 columnas. Se desarrolla el procedimiento de diseño de una losa de fundación por el método rígido de canto constante, en forma resumida, mediante tablas de resultados y gráficos, manualmente se verifica los refuerzos donde se apoyan las columnas con máxima sollicitación para refuerzo positivo y tramos entre columnas con máximo momento para refuerzo negativo, en ambos sentidos, longitudinal y transversal. Además, se demuestra el procedimiento de cálculo para determinar los momentos de diseño en cada franja horizontal y vertical, como se planteó para el análisis.

#### **4.5.1 Diseño de la losa de fundación del bloque B**

##### **➤ Verificación de las columnas y planteamiento**

Para el diseño de la losa de fundación por el método rígido, las columnas deben estar alineadas en ambas direcciones, el método consiste en dividir la losa en franjas, con rectas equidistantes de las columnas en ambos sentidos ortogonales, cada una de las franjas se analiza independientemente, el valor del ancho de la franja será llamado B<sub>1</sub>, como se muestra en la Figura 4.1 losa del bloque B con 21 columnas.

Figura 4.5 Planteamiento de Franjas para el análisis



Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.1.1 Determinación del centro de gravedad de la losa de fundación

Se determina el centro de gravedad de la losa, el área y la inercia en X y Y.

B=10,2 m ancho de la losa (X)      L=29,2m longitud de la losa (Y)

$$X_{cg} = \frac{B}{2} = \frac{10,2m}{2} = 5,10 \text{ m} \qquad Y_{cg} = \frac{L}{2} = \frac{29,2m}{2} = 14,6 \text{ m}$$

$$A = B * L = 10,2 * 29,2 = 297,84 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{B * L^3}{12} = 21162,52 \text{ m}^4 \qquad I_y = \frac{L * B^3}{12} = 2582,27 \text{ m}^4$$

#### 4.5.1.2 Cálculo de la resultante y sus coordenadas de aplicación

Las cargas de las columnas son extraídas del Cypecad, con los cuales se realiza la

verificación de la losa de fundación del bloque B, tomando en cuenta también las cargas mayoradas de los muros, carga muerta y sobrecarga de uso, que recibe la losa.

La resultante se calcula sumando todas las cargas y las coordenadas de la resultante, se logra haciendo sumatoria de momentos con respecto a un eje de coordenadas ubicado en la esquina de la losa de fundación.

Tabla 4.4 Carga axial de las columnas en estudio

Columna	Dim, (cm)	Carga (Qi) (kN)	D en Xi (m)	D en Yi (m)	Qi*Xi (kN*m)	Qi*Yi (kN*m)
<b>C39</b>	35x25	598,80	1,00	1,30	598,80	778,43
<b>C40</b>	35x25	880,70	7,55	1,30	6649,25	1144,90
<b>C41</b>	25x25	140,90	10,05	1,30	1416,05	183,17
<b>C42</b>	35x35	789,72	1,03	5,80	809,46	4580,38
<b>C43</b>	35x30	1034,86	7,55	5,80	7813,22	6002,21
<b>C44</b>	25x25	157,10	10,05	5,80	1578,86	911,18
<b>C45</b>	35x25	613,82	1,00	10,30	613,82	6322,35
<b>C46</b>	35x25	913,92	7,55	10,30	6900,10	9413,38
<b>C47</b>	25x25	158,70	10,05	10,30	1594,94	1634,61
<b>C48</b>	35x35	781,72	1,03	14,80	801,26	11569,46
<b>C49</b>	35x30	1027,26	7,55	14,80	7755,84	15203,51
<b>C50</b>	25x25	153,31	10,05	14,80	1540,77	2268,99
<b>C51</b>	35x25	609,97	1,00	19,30	609,97	11772,42
<b>C52</b>	35x25	915,85	7,55	19,30	6914,67	17675,91
<b>C53</b>	25x25	158,52	10,05	19,30	1593,13	3059,44
<b>C54</b>	35x35	809,42	1,08	23,80	870,13	19264,20
<b>C55</b>	35x35	1100,77	7,50	23,80	8255,76	26198,28
<b>C56</b>	25x25	291,98	10,05	23,80	2934,40	6949,12
<b>C57</b>	35x25	532,34	1,00	28,20	532,34	15011,99
<b>C58</b>	35x25	783,00	7,55	28,20	5911,68	22080,71
<b>C59</b>	25x25	93,50	10,05	28,25	939,68	2641,38
<b>CV1</b>		1429,63	5,10	14,60	7291,12	20872,63
<b>CM1</b>		714,82	5,10	14,60	3645,56	10436,31
<b>CV2</b>		225,92	8,80	14,13	1988,10	3191,12
<b>CM2</b>		748,32	4,28	11,90	3202,81	8905,01
<b>Suma</b>		<b>15664,85</b>			<b>82761,69</b>	<b>228071,07</b>

Fuente: Elaboración propia

Entonces, la resultante de la carga total de las columnas y muros que se aplica en la losa de fundación es:

$$R = Q = \sum_{i=1}^n Q_{C39} + Q_{C40} + Q_{C41} \dots \dots = 15664,85 \text{ kN}$$

El punto donde actúa la resultante es:

Con respecto a X

$$X_R = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i * X_i}{Q} = \frac{82761,67 \text{ kN} * \text{m}}{15664,85 \text{ kN}} = 5,28 \text{ m}$$

Con respecto a Y

$$Y_R = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i * Y_i}{Q} = \frac{228071,07 \text{ kN} * \text{m}}{15664,85 \text{ kN}} = 14,56 \text{ m}$$

➤ **Cálculo de las excentricidades**

Una vez encontrada la resultante y sus coordenadas se calcula las excentricidades usando el eje de coordenadas:

Excentricidad en X

$$e_x = |X_R - X_{cg}| = |5,28 \text{ m} - 5,10 \text{ m}| = 0,18 \text{ m}$$

Excentricidad en Y

$$e_y = |Y_R - Y_{cg}| = |14,56 \text{ m} - 14,6 \text{ m}| = 0,04 \text{ m}$$

Se verifica la resultante debe ubicarse dentro del núcleo central cumpliendo las condiciones admisibles.

$$e_x \leq \frac{L}{6} \qquad e_y \leq \frac{B}{6}$$

Si se verifica las expresiones anteriores, entonces se cumple con las condiciones de volteo, quiere decir que “R” cae dentro del núcleo central, si no cumple cae fuera, entonces la losa tiende a inclinarse a los lados, por tanto, se debe cambiar los valores de B y L de la losa de fundación.

#### 4.5.1.3 Análisis de presiones

Se determina la presión sobre el suelo,  $q$  debajo de la losa en los puntos de las columnas empleando la siguiente ecuación.

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x * y}{I_x} \pm \frac{M_y * x}{I_y}$$

$$I_x = 21162,52 \text{ m}^4 \quad I_y = 2582,27 \text{ m}^4$$

$$Q = 15664,85 \text{ kN}$$

$$A = 297,84 \text{ m}^2$$

$$e_y = 0,04 \text{ m} \quad e_x = 0,18 \text{ m}$$

$$M_x = Q * e_y = 15664,85 \text{ kN} * 0,04 \text{ m} = 635,75 \text{ kN} * \text{ m}$$

$$M_y = Q * e_x = 15664,85 \text{ kN} * 0,18 \text{ m} = 2874,96 \text{ kN} * \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x * y}{I_x} \pm \frac{M_y * x}{I_y}$$

$$q = \frac{15664,85 \text{ kN}}{297,84 \text{ m}^2} \pm \frac{635,75 \text{ kN} * \text{ m}}{21162,52 \text{ m}^4} * y \pm \frac{2874,96 \text{ kN} * \text{ m}}{2582,27 \text{ m}^4} * x$$

$$q = 52,595 \text{ kN/m}^2 \pm 1,112 \text{ kN/m}^3 * x \pm 0,030 \text{ kN/m}^3 * y$$

De acuerdo al estudio de suelo la capacidad admisible del suelo es de  $q_{adm} = 0,7 \text{ kg/cm}^2$ , se debe cumplir la condición de que, en ningún punto de la losa de fundación, supere ese valor y en nuestro caso en la Tabla 4,2 se muestra que cumple con esa condición.

$$q < q_{adm}$$

Tabla 4.5 Presión admisible bajo las columnas

Columna	Dim. (cm)	Carga Q (kN)	D en X (m)	D en Y (m)	Xcg-X (m)	Ycg-Y (m)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Presión q (MPa)
C39	35x25	598,80	1,00	1,30	4,10	13,30	48,44	0,048
C40	35x25	880,70	7,55	1,30	2,45	13,30	55,72	0,056
C41	25x25	140,90	10,05	1,30	4,95	13,30	58,50	0,058
C42	35x35	789,72	1,03	5,80	4,08	8,80	48,33	0,048
C43	35x30	1034,86	7,55	5,80	2,45	8,80	55,58	0,056
C44	25x25	157,10	10,05	5,80	4,95	8,80	58,36	0,058
C45	35x25	613,82	1,00	10,30	4,10	4,30	48,17	0,048
C46	35x25	913,92	7,55	10,30	2,45	4,30	55,45	0,055
C47	25x25	158,70	10,05	10,30	4,95	4,30	58,23	0,058
C48	35x35	781,72	1,03	14,80	4,08	0,20	48,06	0,048
C49	35x30	1027,26	7,55	14,80	2,45	0,20	55,31	0,055
C50	25x25	153,31	10,05	14,80	4,95	0,20	58,09	0,058
C51	35x25	609,97	1,00	19,30	4,10	4,70	47,90	0,048
C52	35x25	915,85	7,55	19,30	2,45	4,70	55,18	0,055
C53	25x25	158,52	10,05	19,30	4,95	4,70	57,96	0,058
C54	35x35	809,42	1,08	23,80	4,03	9,20	47,84	0,048
C55	35x35	1100,77	7,50	23,80	2,40	9,20	54,99	0,055
C56	25x25	291,98	10,05	23,80	4,95	9,20	57,82	0,058
C57	35x25	532,34	1,00	28,20	4,10	13,60	47,63	0,048
C58	35x25	783,00	7,55	28,20	2,45	13,60	54,91	0,055
C59	25x25	93,50	10,05	28,25	4,95	13,65	57,69	0,058

Fuente: Elaboración propia

Verificando que la presión admisible sea mayor a la calculada se cumple con la condición de hundimiento.

#### 4.5.1.4 Determinar la altura efectiva de la losa de fundación

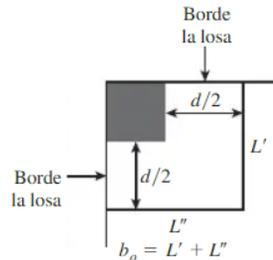
En el dimensionado en elevación calcular la altura de la losa, haciendo la verificación de corte por punzonamiento.

Se asume una altura de 50 cm, un recubrimiento de 5 cm y se tiene una profundidad efectiva  $d = 45\text{cm}$

#### 4.5.1.5 Verificación a corte por punzonamiento.

##### ➤ Columna de esquina

No se presenta una columna en esquina de la losa.



##### ➤ Columna de borde o lateral

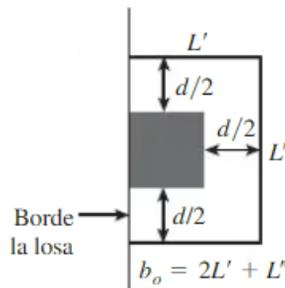
Se tiene columnas en el borde de la losa de dimensiones de 25x25 cm, analizamos la columna C56 con  $Q_u=291,98$  kN.

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

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

$$L' = b + d/2$$

$$L'' = a + 2 \cdot d/2 = a + d$$



$$b_o = 2L' + L'' = 2b + d + a + d = 2b + 2d + a = 2 \cdot 0,25 + 2 \cdot 0,45 + 0,25 = 1,65\text{m}$$

$$V_u \leq V_c$$

$$V_u = \frac{Q_u}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{291,98\text{kN}}{0,75 \cdot 1,65\text{m} \cdot 0,45} = 524,32\text{kN/m}^2 = 0,52\text{MPa}$$

$$V_c = 1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} = 1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21\text{MPa}} = 5,04\text{MPa}$$

$$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \cdot \sqrt{f'_c} = 0,53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{21\text{MPa}} = 7,29\text{MPa}$$

$$V_c = 0,27 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'_c} = 0,27 \left(2 + \frac{30 \cdot 0,45\text{m}}{1,65\text{m}}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{21\text{MPa}} = 12,60\text{MPa}$$

Cumple con la condición

➤ **Columna central**

La columna central más solicitada es la columna C55 de 35x35 cm lo que verificamos corte por punzonamiento.

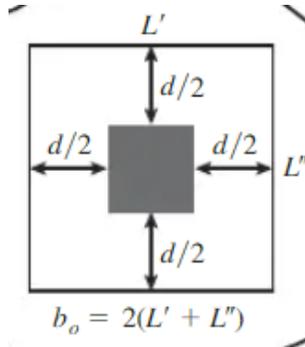
$$a=35\text{cm}$$

$$b=35\text{cm}$$

$$Q_u=1100,77 \text{ kN}$$

$$L' = a + d$$

$$L'' = b + d$$



$$b_o = 2(L' + L'') = 2(a + d + b + d) = 2(a + 2d + b) = 2 * (0,35 + 2 * 0,45 + 0,35)$$

$$b_o = 3,20\text{m}$$

$$V_u \leq V_c$$

$$V_u = \frac{Q_u}{\phi * b_o * d} = \frac{1100,77 \text{ kN}}{0,75 * 3,20\text{m} * 0,45\text{m}} = 1019,23\text{kN/m}^2 = 1,02\text{MPa}$$

$$V_c = 1,1 * \lambda * \sqrt{f'_c} = 1,1 * 1 * \sqrt{21\text{MPa}} = 5,04\text{MPa}$$

$$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda * \sqrt{f'_c} = 0,53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{21\text{MPa}} = 7,29\text{MPa}$$

$$V_c = 0,27 \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda \sqrt{f'_c} = 0,27 \left(2 + \frac{40 * 0,45\text{m}}{3,20\text{m}}\right) * 1 * \sqrt{21\text{MPa}} = 9,43\text{MPa}$$

Cumple con la condición y se define un canto útil  $d=45\text{cm}$  altura total de  $50 \text{ cm}$

**4.5.1.6 Procedimiento para la determinación de los diagramas V, M y el acero de refuerzo**

Una vez dividida la losa en franjas en ambos sentidos, se determinan los cortantes y momentos para cada franja de forma independiente, con el siguiente procedimiento de cálculo:

- 1) **Presión promedio en el suelo.**- Se calcula el promedio de las presiones bajo las columnas más alejadas del centro de la franja calculada anteriormente.

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_i + q_f}{2}$$

- 2) **Reacción total del suelo.-** Se multiplica la presión promedio calculado con el área total de la franja.

$$\text{Reaccion total del suelo} = q_{\text{prom}} * B1 * L$$

- 3) **Carga promedio.-** Se calcula el promedio entre la reacción total del suelo y las cargas de las columnas ( $Q_c$ ).

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. total del suelo} + Q_c}{2}$$

- 4) **Reacción promedio modificado del suelo.-** Se debe realizar una corrección de las cargas y reacciones hasta lograr un equilibrio estático, por lo que se calcula la reacción promedio del suelo.

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right)$$

- 5) **Factor de modificación de las cargas de las columnas.-** La carga promedio calculado se divide con el total de las cargas de la franja, y el factor calculado se multiplica a cada uno de las cargas de las columnas.

$$F = \frac{\text{carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_i \dots \dots}$$

- 6) **Carga por longitud unitaria.-** La reacción promedio modificada se multiplica con el ancho de la franja.

$$Q_{\text{uni}} = B1 * q_{\text{pro (modificada)}}$$

### 7) Diagrama de carga, cortante y momentos en la franja

Hecha la corrección se obtiene la reacción uniforme del suelo, también las cargas de las columnas modificadas y es posible diagramar el cortante y momento de la franja.

### 8) Determinación del área de acero

De los diagramas de las franjas se obtienen los momentos máximos positivos y negativos por ancho unitario, con el cual se determinan las áreas de acero para el refuerzo positivo y negativo en las direcciones  $x$  y  $y$ .

Momento por ancho unitario positivo o negativo.

$$M_d = M/B_1$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$ .

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

Calculamos la cuantía mecánica mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta se obtiene  $\omega$ .

Finalmente se determina el área de la armadura  $A_s$

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

#### 4.5.1.7 Determinación de los diagramas de V y M franjas horizontales

Se presentan también las cargas que actúan directamente en la losa especificada en cada franja, fija es la carga de servicio y acabados en toda la losa y la variable presentes en algunas franjas, se consideraron para la determinación de los diagramas, en la ilustración solo se visualiza las cargas de las columnas y reacción del suelo. Una vez obtenido los momentos por longitud unitaria se multiplica por un factor de carga de 1,6 para la determinación del área de acero.

##### ➤ Franja 1 horizontal

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B_1=3,55 \text{ m} \quad L=10,20 \text{ m} \quad \text{Carga de columnas } Q_c = 1733,75 \text{ kN}$$

Presión promedio del suelo

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{iC39} + q_{fC41}}{2} = \frac{48,44 \text{ kN/m}^2 + 58,50 \text{ kN/m}^2}{2} = 53,47 \text{ kN/m}^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{\text{prom}} * B_1 * L = 53,47 \text{ kN/m}^2 * 3,55 \text{ m} * 10,20 \text{ m} = 1936,04 \text{ kN}$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{1936,04 \text{ kN} + 1733,75 \text{ kN}}{2} = 1834,89 \text{ kN}$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{53,47\text{kN}}{\text{m}^2} * \left( \frac{1834,89\text{kN}}{1936,04\text{kN}} \right) = \frac{50,67\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_i \dots \dots} = \frac{1834,89\text{kN}}{1733,75\text{kN}} = 1,0583$$

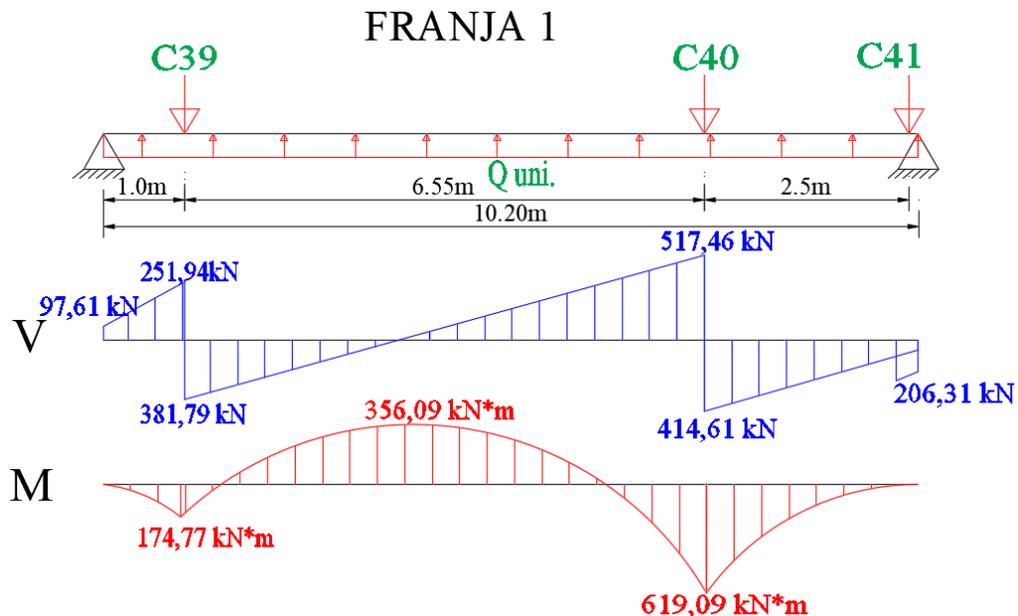
Carga por longitud unitaria

$$Q_{\text{uni}} = B_1 * q_{\text{pro (modificada)}} = 3,55\text{m} * 50,76\text{kN/m}^2 = 179,89\text{kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modif. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)
C39	598,80	48,44	1,0583	633,73	179,89	25,56	CV   11,36
C40	880,70	55,72	1,0583	932,07			
C41	140,90	58,50	1,0583	149,12			CM   17,04

Diagrama de cortante y momento en la franja



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

Datos:  $h=50\text{cm}$   $d=45\text{cm}$   $f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2$   $f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$

Del diagrama se obtiene el momento maximo positivo y negativo

$$M_{\max}(+) = 619,09\text{kN} * \text{m} \quad M_{\max}(-) = 356,09\text{kN} * \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$Md = \frac{M_{\max}}{B1} * 1\text{m}$$

$$Md(+) = \frac{619,09\text{kN} * \text{m}}{3,55\text{m}} * 1\text{m} = 279,03\text{kN} * \text{m}$$

$$Md(-) = \frac{356,09\text{kN} * \text{m}}{3,55\text{m}} * 1\text{m} = 160,49\text{kN} * \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu d$  para el momento positivo y negativo

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd}$$

$$\mu d(+) = \frac{27903\text{kN} * \text{cm}}{100\text{cm} * (45\text{cm})^2 * 1,4\text{kN}/\text{cm}^2} = 0,0984$$

$$\mu d(-) = \frac{16049\text{kN} * \text{cm}}{100\text{cm} * (45\text{cm})^2 * 1,4\text{kN}/\text{cm}^2} = 0,0566$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega (+)=0,1046 \quad \omega (-)=0,0591$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

$$A_s = \omega * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

$$A_s(+) = 0,1046 * 100\text{cm} * 45\text{cm} * \frac{1,4\text{kN}/\text{cm}^2}{43,478\text{kN}/\text{cm}^2} = 15,16\text{cm}^2$$

$$A_s(-) = 0,0591 * 100\text{cm} * 45\text{cm} * \frac{1,4\text{kN}/\text{cm}^2}{43,478\text{kN}/\text{cm}^2} = 8,56\text{cm}^2$$

### ➤ Franja 2 horizontal

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B1=4,50 \text{ m} \quad L=10,20 \text{ m} \quad \text{Carga de columnas } Q_c = 2095,04\text{kN}$$

Presión promedio del suelo

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{iC42} + q_{fC44}}{2} = \frac{48,33\text{kN/m}^2 + 58,36\text{kN/m}^2}{2} = 53,35\text{kN/m}^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{\text{prom}} * B1 * L = 53,35\text{kN/m}^2 * 4,50\text{m} * 10,20\text{m} = 2448,56\text{kN}$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{2448,56\text{kN} + 2095,04\text{kN}}{2} = 2271,80\text{kN}$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{53,35\text{kN}}{\text{m}^2} * \left( \frac{2271,80\text{kN}}{2448,56\text{kN}} \right) = \frac{49,49\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q1 + Q2 + Q3 + Qi \dots \dots} = \frac{2271,80\text{kN}}{2095,04\text{kN}} = 1,0844$$

Carga por longitud unitaria

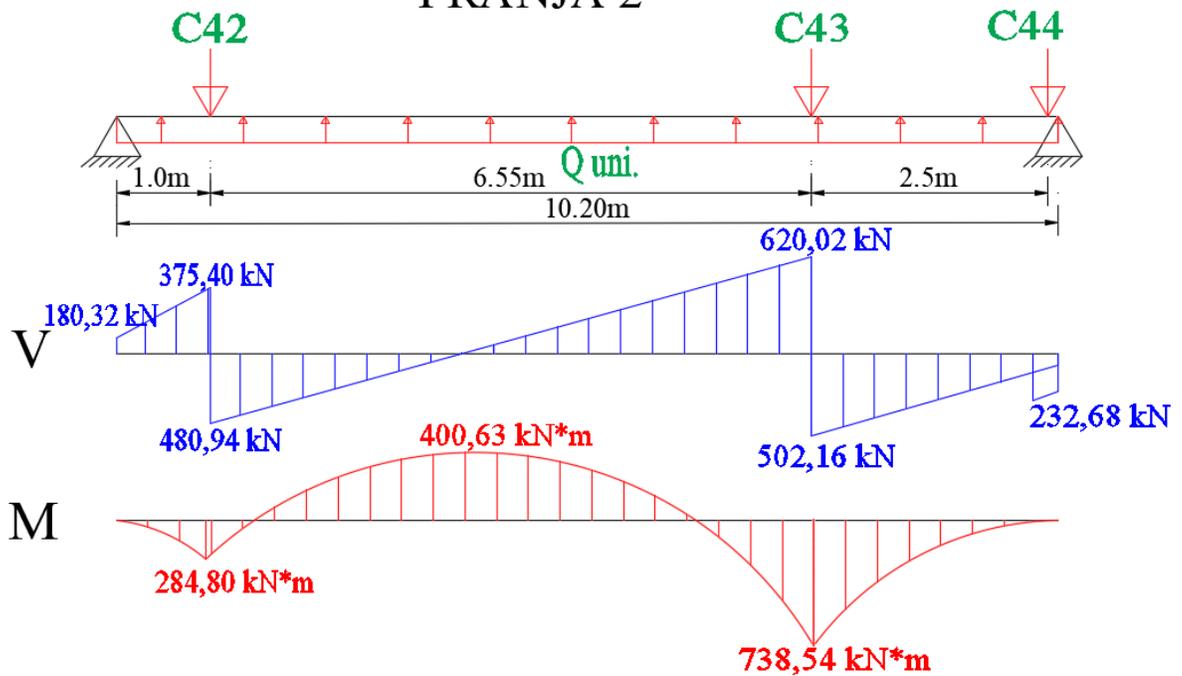
$$Q_{\text{uni}} = B1 * q_{\text{pro (modificada)}} = 4,50\text{m} * 49,49\text{kN/m}^2 = 222,73\text{kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modf. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)
<b>C42</b>	789,72	48,33	1,0844	856,35	222,73	32,40	CV= 14,40
<b>C43</b>	1034,86	55,58	1,0844	1122,18			
<b>C44</b>	157,10	58,36	1,0844	170,35			CM= 21,60

Diagrama de cortante y momento en la franja

## FRANJA 2



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

Datos:  $h=50\text{cm}$      $d=45\text{cm}$      $f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2$      $f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{\max(+)} = 738,54\text{kN} \cdot \text{m} \qquad M_{\max(-)} = 400,63\text{kN} \cdot \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{\max}}{B_1} \cdot 1\text{m}$$

$$M_d(+)= \frac{738,54\text{kN} \cdot \text{m}}{4,50\text{m}} \cdot 1\text{m} = 262,59\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d(-)= \frac{400,63\text{kN} \cdot \text{m}}{4,50\text{m}} \cdot 1\text{m} = 142,45\text{kN} \cdot \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

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

$$\mu_d(+)= \frac{26259\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0926$$

$$\mu d(-) = \frac{14245 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{100 \text{ cm} \cdot (45 \text{ cm})^2 \cdot 1,4 \text{ kN/cm}^2} = 0,0502$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega (+) = 0,0982$$

$$\omega (-) = 0,0522$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+)= 0,0982 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} \cdot \frac{1,4 \text{ kN/cm}^2}{43,478 \text{ kN/cm}^2} = 14,23 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-)= 0,0522 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} \cdot \frac{1,4 \text{ kN/cm}^2}{43,478 \text{ kN/cm}^2} = 7,56 \text{ cm}^2$$

### ➤ Franja 3 horizontal

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B1 = 4,50 \text{ m}$$

$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$\text{Carga de columnas } Q_c = 1799,80 \text{ kN}$$

Presión promedio del suelo

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{iC45} + q_{fC47}}{2} = \frac{48,17 \text{ kN/m}^2 + 58,23 \text{ kN/m}^2}{2} = 53,20 \text{ kN/m}^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{\text{prom}} \cdot B1 \cdot L = 53,20 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,50 \text{ m} \cdot 10,20 \text{ m} = 2441,72 \text{ kN}$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{2441,72 \text{ kN} + 1799,80 \text{ kN}}{2} = 2120,76 \text{ kN}$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{53,20 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot \left( \frac{2120,76 \text{ kN}}{2441,72 \text{ kN}} \right) = \frac{46,20 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_i \dots} = \frac{2120,76\text{kN}}{1799,80\text{kN}} = 1,1783$$

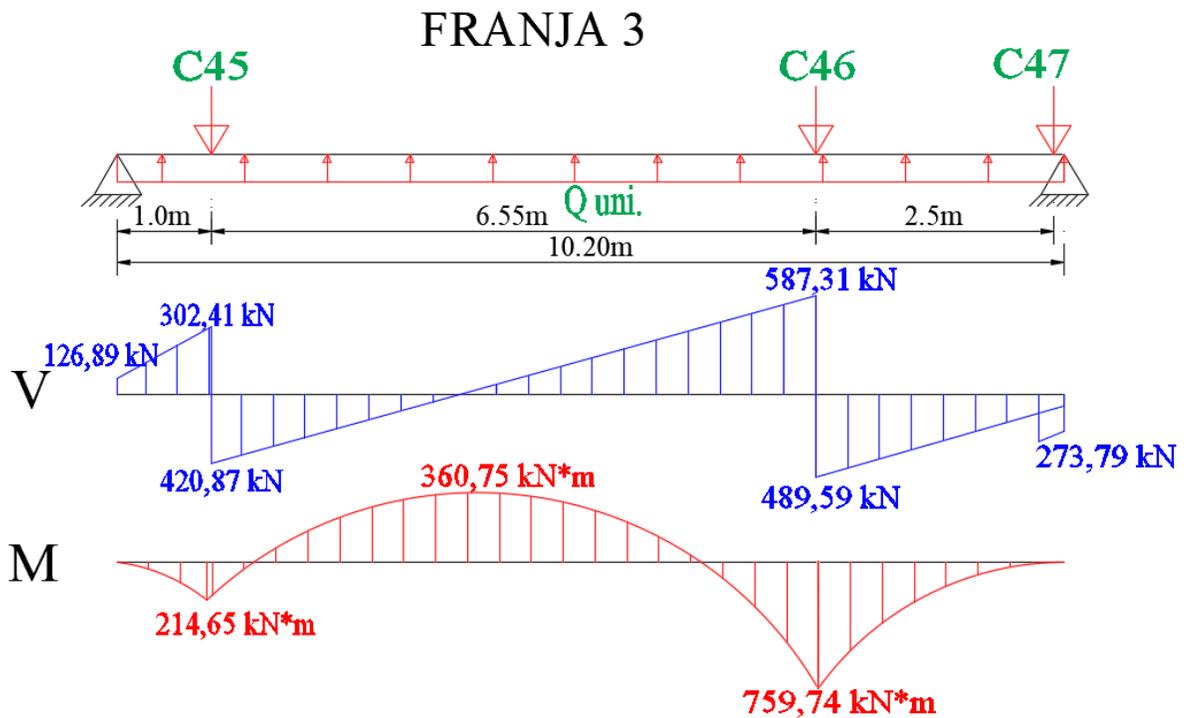
Carga por longitud unitaria

$$Q_{uni} = B_1 * q_{pro (modificada)} = 4,50\text{m} * 46,20\text{kN/m}^2 = 207,92\text{kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modf. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)
C45	613,82	48,17	1,1783	723,28	207,92	32,40	CV= 14,40
C46	913,92	55,45	1,1783	1076,90			
C47	158,70	58,23	1,1783	187,00			CM= 21,60

Diagrama de cortante y momento en la franja



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

Datos:  $h=50\text{cm}$      $d=45\text{cm}$      $f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2$      $f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{\max(+)} = 759,74\text{kN} * \text{m}$$

$$M_{\max(-)} = 360,75\text{kN} * \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{\max}}{B_1} * 1\text{m}$$

$$M_d(+)= \frac{759,74\text{kN} * \text{m}}{4,50\text{m}} * 1\text{m} = 270,13\text{kN} * \text{m}$$

$$M_d(-)= \frac{360,75\text{kN} * \text{m}}{4,50\text{m}} * 1\text{m} = 128,27\text{kN} * \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

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

$$\mu_d(+)= \frac{27013\text{kN} * \text{cm}}{100\text{cm} * (45\text{cm})^2 * 1,4\text{kN}/\text{cm}^2} = 0,0953$$

$$\mu_d(-)= \frac{12827\text{kN} * \text{cm}}{100\text{cm} * (45\text{cm})^2 * 1,4\text{kN}/\text{cm}^2} = 0,0452$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu_d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega (+)=0,1012$$

$$\omega (-)=0,0469$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+)= 0,1012 * 100\text{cm} * 45\text{cm} * \frac{1,4\text{kN}/\text{cm}^2}{43,478\text{kN}/\text{cm}^2} = 14,66\text{cm}^2$$

$$A_s(-)= 0,0452 * 100\text{cm} * 45\text{cm} * \frac{1,4\text{kN}/\text{cm}^2}{43,478\text{kN}/\text{cm}^2} = 6,80\text{cm}^2$$

#### ➤ Franja 4 horizontal

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B_1=4,50 \text{ m}$$

$$L=10,20 \text{ m}$$

$$\text{Carga de columnas } Q_c = 2075,65\text{kN}$$

Presión promedio del suelo

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{iC48} + q_{fC50}}{2} = \frac{48,06\text{kN}/\text{m}^2 + 58,09\text{kN}/\text{m}^2}{2} = 53,08\text{kN}/\text{m}^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{\text{prom}} * B1 * L = 53,08\text{kN/m}^2 * 4,50\text{m} * 10,20\text{m} = 2436,15\text{kN}$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{2436,15\text{kN} + 2075,65\text{kN}}{2} = 2255,90\text{kN}$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{53,08\text{kN}}{\text{m}^2} * \left( \frac{2255,90\text{kN}}{2436,15\text{kN}} \right) = \frac{49,15\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q1 + Q2 + Q3 + Qi \dots \dots} = \frac{2255,90\text{kN}}{2075,65\text{kN}} = 1,0868$$

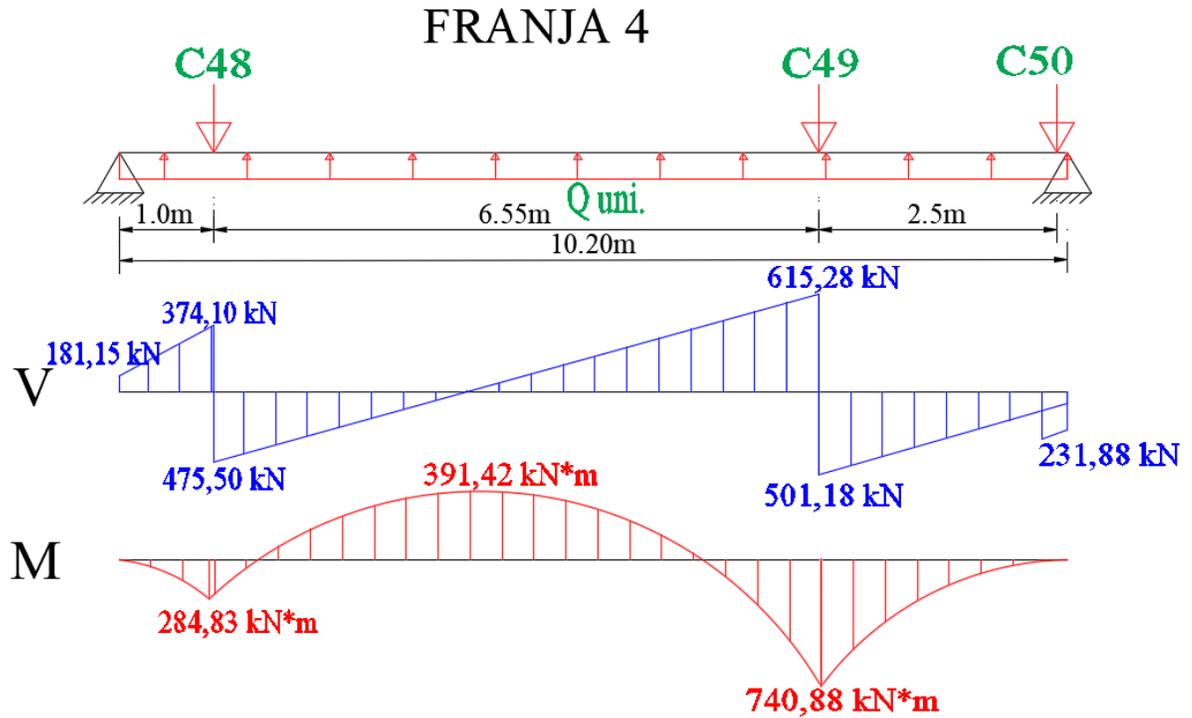
Carga por longitud unitaria

$$Q_{\text{uni}} = B1 * q_{\text{pro (modificada)}} = 4,50\text{m} * 49,15\text{kN/m}^2 = 221,17\text{kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modf. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)
<b>C48</b>	781,72	48,06	1,0868	849,60	221,17	32,40	CV=   14,40
<b>C49</b>	1027,26	55,31	1,0868	1116,47			
<b>C50</b>	153,31	58,09	1,0868	166,62			CM=   21,60

Diagrama de cortante y momento en la franja



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

Datos:  $h=50\text{cm}$     $d=45\text{cm}$     $f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2$     $f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{\max(+)} = 740,88\text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{\max(-)} = 391,42\text{kN} \cdot \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{\max}}{B_1} \cdot 1\text{m}$$

$$M_d(+)= \frac{740,88\text{kN} \cdot \text{m}}{4,50\text{m}} \cdot 1\text{m} = 263,42\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d(-)= \frac{391,42\text{kN} \cdot \text{m}}{4,50\text{m}} \cdot 1\text{m} = 139,17\text{kN} \cdot \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

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

$$\mu d(+) = \frac{26342 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{100 \text{ cm} \cdot (45 \text{ cm})^2 \cdot 1,4 \text{ kN/cm}^2} = 0,0929$$

$$\mu d(-) = \frac{13917 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{100 \text{ cm} \cdot (45 \text{ cm})^2 \cdot 1,4 \text{ kN/cm}^2} = 0,0491$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega (+) = 0,0981 \qquad \omega (-) = 0,0510$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+)= 0,0981 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} \cdot \frac{1,4 \text{ kN/cm}^2}{43,478 \text{ kN/cm}^2} = 14,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-)= 0,0510 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} \cdot \frac{1,4 \text{ kN/cm}^2}{43,478 \text{ kN/cm}^2} = 7,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Franja 5 horizontal**

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B1=4,50 \text{ m} \quad L=10,20 \text{ m} \quad \text{Carga de columnas } Q_c = 1797,70 \text{ kN}$$

Presión promedio del suelo

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{iC51} + q_{fC53}}{2} = \frac{47,90 \text{ kN/m}^2 + 57,96 \text{ kN/m}^2}{2} = 52,93 \text{ kN/m}^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{\text{prom}} \cdot B1 \cdot L = 52,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,50 \text{ m} \cdot 10,20 \text{ m} = 2429,31 \text{ kN}$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{2429,31 \text{ kN} + 1797,70 \text{ kN}}{2} = 2113,51 \text{ kN}$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{52,93 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot \left( \frac{2113,51 \text{ kN}}{2429,31 \text{ kN}} \right) = \frac{46,05 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_i \dots} = \frac{2113,51\text{kN}}{1797,70\text{kN}} = 1,1757$$

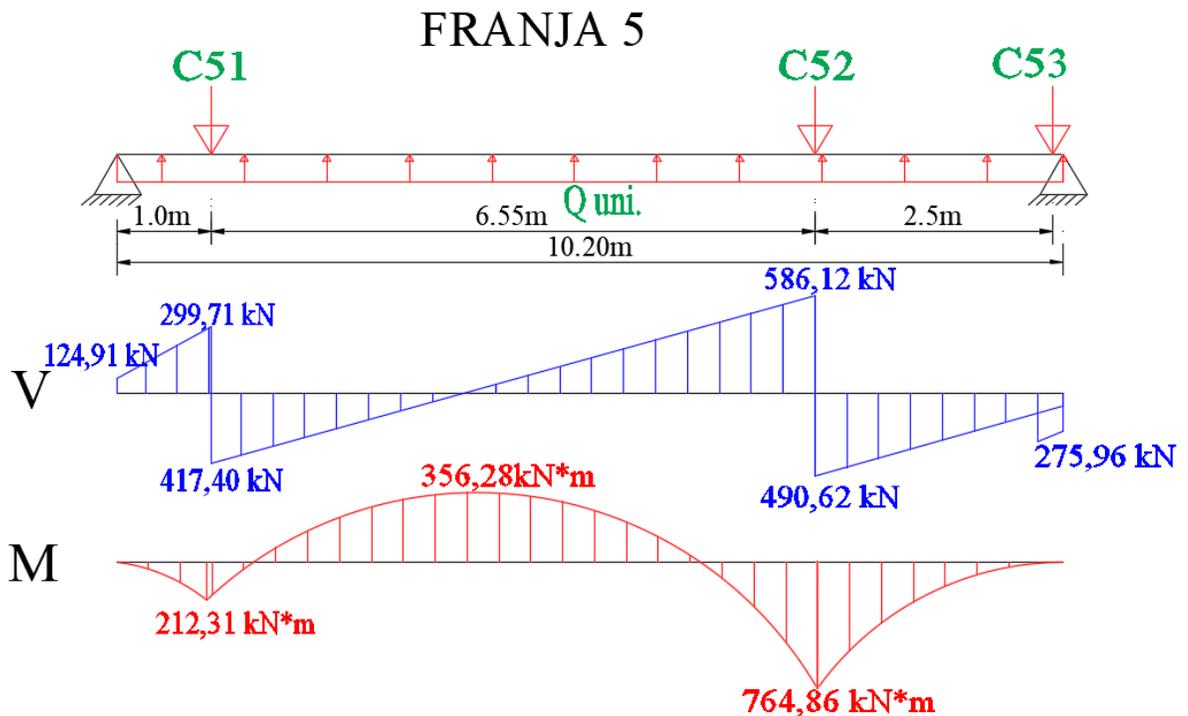
Carga por longitud unitaria

$$Q_{uni} = B_1 * q_{pro (modificada)} = 4,50\text{m} * 46,05\text{kN/m}^2 = 207,21\text{kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modif. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)
C51	609,97	47,90	1,1757	717,12	207,21	32,40	CV= 14,40
C52	915,85	55,18	1,1757	1076,74			
C53	158,52	57,96	1,1757	186,37			CM= 21,60

Diagrama de cortante y momento en la franja



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

Datos:  $h=50\text{cm}$     $d=45\text{cm}$     $f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2$     $f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{\max(+)} = 764,86\text{kN} * \text{m}$$

$$M_{\max(-)} = 356,28\text{kN} * \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{\max}}{B_1} * 1m$$

$$M_d(+)= \frac{764,86kN * m}{4,50m} * 1m = 271,95kN * m$$

$$M_d(-)= \frac{356,28kN * m}{4,50m} * 1m = 126,68kN * m$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

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

$$\mu_d(+)= \frac{27195kN * cm}{100cm * (45cm)^2 * 1,4kN/cm^2} = 0,0959$$

$$\mu_d(-)= \frac{12668kN * cm}{100cm * (45cm)^2 * 1,4kN/cm^2} = 0,0447$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu_d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega (+)=0,1018$$

$$\omega (-)=0,0464$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+)= 0,1018 * 100cm * 45cm * \frac{1,4kN/cm^2}{43,478kN/cm^2} = 14,75cm^2$$

$$A_s(-)= 0,0464 * 100cm * 45cm * \frac{1,4kN/cm^2}{43,478kN/cm^2} = 6,72cm^2$$

➤ **Franja 6 horizontal**

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B_1=4,50 m$$

$$L=10,20 m$$

$$\text{Carga de columnas } Q_c =2315,53kN$$

Presión promedio del suelo

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{iC54} + q_{fC56}}{2} = \frac{47,84kN/m^2 + 57,82kN/m^2}{2} = 52,83kN/m^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{\text{prom}} * B1 * L = 52,83\text{kN/m}^2 * 4,50\text{m} * 10,20\text{m} = 2425,02\text{kN}$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{2425,02\text{kN} + 2315,53\text{kN}}{2} = 2370,27\text{kN}$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{52,83\text{kN}}{\text{m}^2} * \left( \frac{2370,27\text{kN}}{2425,02\text{kN}} \right) = \frac{51,64\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_i \dots} = \frac{2370,27\text{kN}}{2315,53\text{kN}} = 1,0236$$

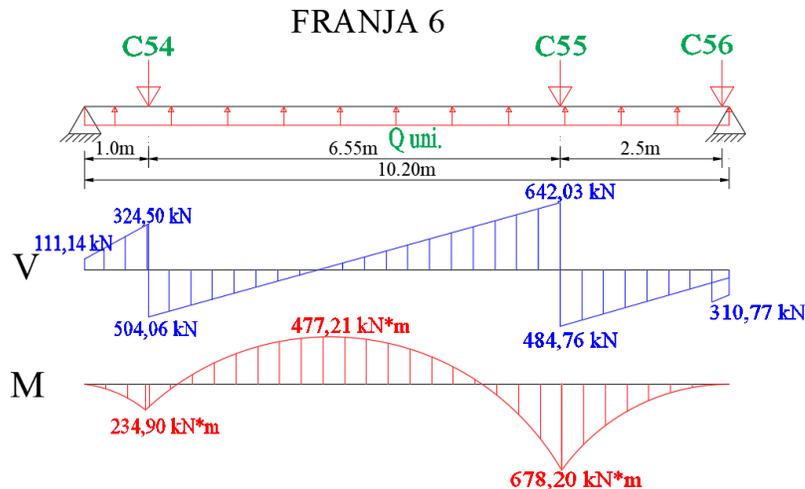
Carga por longitud unitaria

$$Q_{\text{uni}} = B1 * q_{\text{pro (modificada)}} = 4,50\text{m} * 51,64\text{kN/m}^2 = 232,38\text{kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modif. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)	
C54	809,42	47,84	1,0236	828,56	232,38	32,40	CV= 14,40	
C55	1100,77	54,99	1,0236	1126,79				
C56	291,98	57,82	1,0236	298,88			CM= 21,60	

Diagrama de cortante y momento en la franja



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

$$\text{Datos: } h=50\text{cm} \quad d=45\text{cm} \quad f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2 \quad f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{\max}(+) = 678,20\text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{\max}(-) = 477,21\text{kN} \cdot \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{\max}}{B_1} \cdot 1\text{m}$$

$$M_d(+) = \frac{678,20\text{kN} \cdot \text{m}}{4,50\text{m}} \cdot 1\text{m} = 241,14\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d(-) = \frac{477,21\text{kN} \cdot \text{m}}{4,50\text{m}} \cdot 1\text{m} = 169,67\text{kN} \cdot \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

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

$$\mu_d(+) = \frac{24114\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0851$$

$$\mu_d(-) = \frac{16967\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0598$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu_d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega(+) = 0,0900 \quad \omega(-) = 0,0625$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+) = 0,0900 \cdot 100\text{cm} \cdot 45\text{cm} \cdot \frac{1,4\text{kN/cm}^2}{43,478\text{kN/cm}^2} = 13,04\text{cm}^2$$

$$A_s(-) = 0,0625 \cdot 100\text{cm} \cdot 45\text{cm} \cdot \frac{1,4\text{kN/cm}^2}{43,478\text{kN/cm}^2} = 9,06\text{cm}^2$$

➤ **Franja 7 horizontal**

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B1=3,20 \text{ m} \quad L=10,20 \text{ m} \quad \text{Carga de columnas } Q_c = 1490,76 \text{ kN}$$

Presión promedio del suelo

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{iC57} + q_{fC59}}{2} = \frac{47,63 \text{ kN/m}^2 + 57,69 \text{ kN/m}^2}{2} = 52,66 \text{ kN/m}^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{\text{prom}} * B1 * L = 52,66 \text{ kN/m}^2 * 3,20 \text{ m} * 10,20 \text{ m} = 1718,76 \text{ kN}$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{1718,76 \text{ kN} + 1490,76 \text{ kN}}{2} = 1604,76 \text{ kN}$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{52,66 \text{ kN}}{\text{m}^2} * \left( \frac{1604,76 \text{ kN}}{1718,76 \text{ kN}} \right) = \frac{49,17 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q1 + Q2 + Q3 + Qi \dots \dots} = \frac{1604,76 \text{ kN}}{1490,76 \text{ kN}} = 1,0765$$

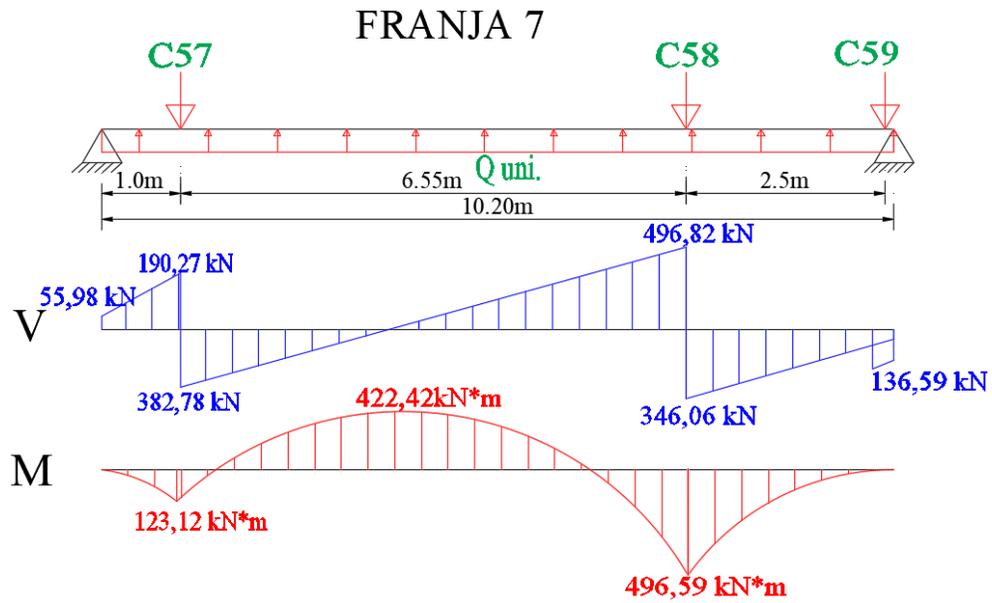
Carga por longitud unitaria

$$Q_{\text{uni}} = B1 * q_{\text{pro (modificada)}} = 3,20 \text{ m} * 49,17 \text{ kN/m}^2 = 157,33 \text{ kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modf. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)
<b>C57</b>	532,34	47,63	1,0765	573,05	157,33	23,04	CV= 10,24
<b>C58</b>	783,00	54,91	1,0765	842,88			CM= 0,00
<b>C59</b>	93,50	57,69	1,0765	100,65			

Diagrama de cortante y momento en la franja



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

Datos:  $h=50\text{cm}$      $d=45\text{cm}$      $f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2$      $f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{\max}(+) = 496,59\text{kN} \cdot \text{m} \qquad M_{\max}(-) = 422,42\text{kN} \cdot \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{\max}}{B_1} \cdot 1\text{m}$$

$$M_d(+) = \frac{496,59\text{kN} \cdot \text{m}}{3,20\text{m}} \cdot 1\text{m} = 155,18\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d(-) = \frac{422,42\text{kN} \cdot \text{m}}{3,20\text{m}} \cdot 1\text{m} = 132,01\text{kN} \cdot \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

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

$$\mu_d(+) = \frac{24830\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0876$$

$$\mu_d(-) = \frac{21121\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0745$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega (+)=0,0927$$

$$\omega (-)=0,0778$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+)= 0,0927 * 100cm * 45cm * \frac{1,4kN/cm^2}{43,478kN/cm^2} = 13,43cm^2$$

$$A_s(-)= 0,0778 * 100cm * 45cm * \frac{1,4kN/cm^2}{43,478kN/cm^2} = 11,27cm^2$$

#### 4.5.1.8 Determinación de los diagramas de V y M franjas verticales

Se presentan también las cargas que actúan directamente en la losa especificada en cada franja, fija es la carga de servicio y acabados en toda la losa y la variable presentes en algunas franjas, se consideraron para la determinación de los diagramas, en la ilustración solo se visualiza las cargas de las columnas y reacción del suelo. Una vez obtenido los momentos por longitud unitaria se multiplica por un factor de carga de 1,6 para la determinación del área de acero.

##### ➤ Franja 1 Vertical

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B1=4,28 \text{ m} \quad L=29,20 \text{ m} \quad \text{Carga de columnas } Q_c = 5864,09kN$$

Presión promedio del suelo

$$q_{prom} = \frac{q_{iC39} + q_{fC57}}{2} = \frac{48,44kN/m^2 + 47,63kN/m^2}{2} = 48,05kN/m^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{prom} * B1 * L = 48,05kN/m^2 * 4,28m * 29,20m = 6005,19kN$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{6005,19kN + 5864,09kN}{2} = 5934,64kN$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{48,05\text{kN}}{\text{m}^2} * \left( \frac{5934,64\text{kN}}{6005,19\text{kN}} \right) = \frac{47,49\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_i \dots \dots} = \frac{5934,64\text{kN}}{5864,09\text{kN}} = 1,0120$$

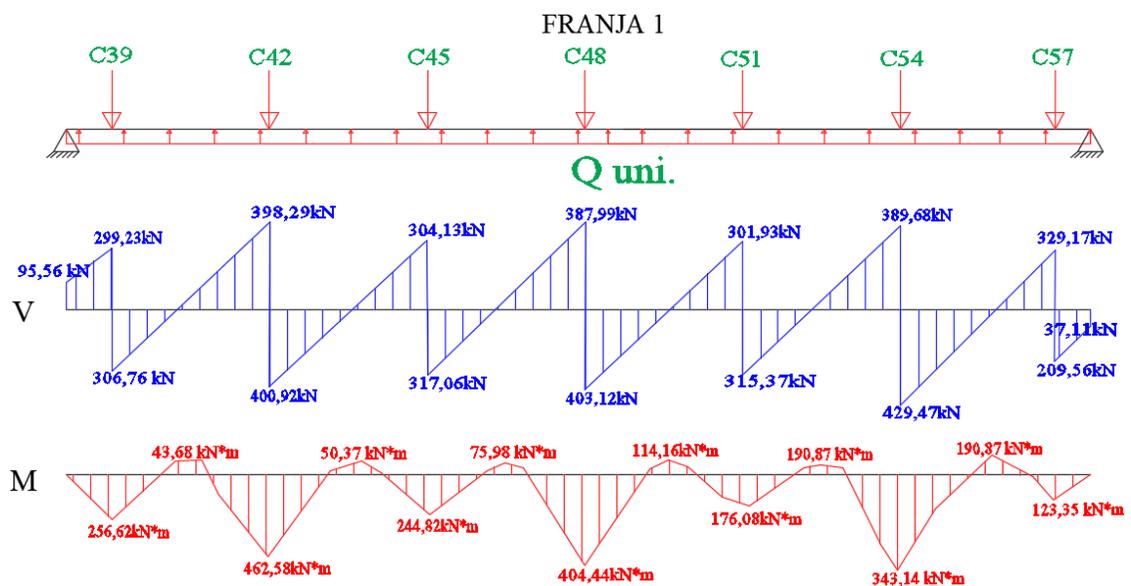
Carga por longitud unitaria

$$Q_{\text{uni}} = B_1 * q_{\text{pro (modificada)}} = 4,28\text{m} * 47,49\text{kN/m}^2 = 203,24\text{kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modif. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)	
C39	598,80	48,44	1,0120	606,00	203,24	30,82	CV=	
C42	789,72	48,33	1,0120	799,22				
C45	613,82	48,17	1,0120	621,20			CM=	15,74
C48	781,72	48,06	1,0120	791,12				
C51	609,97	47,90	1,0120	617,31				
C54	809,42	47,84	1,0120	819,16				
C57	532,34	47,63	1,0120	538,74				

Diagrama de cortante y momento en la franja 1 Vertical



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

$$\text{Datos: } h=50\text{cm} \quad d=45\text{cm} \quad f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2 \quad f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{\max}(+) = 462,58\text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{\max}(-) = 190,87\text{kN} \cdot \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{\max}}{B_1} \cdot 1\text{m}$$

$$M_d(+) = \frac{462,58\text{kN} \cdot \text{m}}{4,28\text{m}} \cdot 1\text{m} = 172,93\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d(-) = \frac{190,87\text{kN} \cdot \text{m}}{4,28\text{m}} \cdot 1\text{m} = 71,35\text{kN} \cdot \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

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

$$\mu_d(+) = \frac{17293\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0610$$

$$\mu_d(-) = \frac{7135\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0252$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu_d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega(+) = 0,0413 \quad \omega(-) = 0,0308$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+) = 0,0413 \cdot 100\text{cm} \cdot 45\text{cm} \cdot \frac{1,4\text{kN/cm}^2}{43,478\text{kN/cm}^2} = 5,98\text{cm}^2$$

$$A_s(-) = 0,0308 \cdot 100\text{cm} \cdot 45\text{cm} \cdot \frac{1,4\text{kN/cm}^2}{43,478\text{kN/cm}^2} = 4,46\text{cm}^2$$

### ➤ Franja 2 Vertical

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

B1=4,53 m      L=29,20 m      Carga de columnas  $Q_c = 7930,67\text{kN}$

Presión promedio del suelo

$$q_{\text{prom}} = \frac{q_{C40}^i + q_{C58}^f}{2} = \frac{55,72\text{kN/m}^2 + 54,91\text{kN/m}^2}{2} = 55,31\text{kN/m}^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{\text{prom}} * B1 * L = 55,31\text{kN/m}^2 * 4,53\text{m} * 29,20\text{m} = 7315,55\text{kN}$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{7315,55\text{kN} + 7930,67\text{kN}}{2} = 7623,11\text{kN}$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{\text{prom (modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{55,31\text{kN}}{\text{m}^2} * \left( \frac{7623,11\text{kN}}{7315,55\text{kN}} \right) = \frac{57,63\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_i \dots \dots} = \frac{7623,11\text{kN}}{7930,67\text{kN}} = 0,9612$$

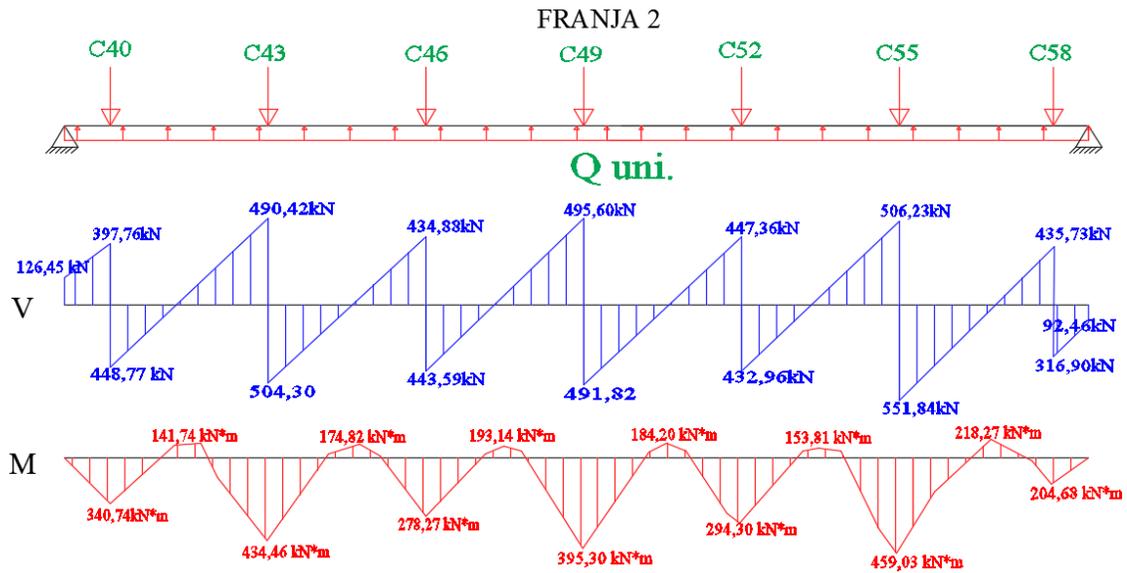
Carga por longitud unitaria

$$Q_{\text{uni}} = B1 * q_{\text{pro (modificada)}} = 4,53\text{m} * 57,63\text{kN/m}^2 = 261,07\text{kN/m}$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modf. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)
<b>C40</b>	880,70	55,72	0,9612	846,54	261,07	32,62	CV= 4,00
<b>C43</b>	1034,86	55,58	0,9612	994,73			
<b>C46</b>	913,92	55,45	0,9612	878,48			CM= 15,74
<b>C49</b>	1027,26	55,31	0,9612	987,43			
<b>C52</b>	915,85	55,18	0,9612	880,33			
<b>C55</b>	1100,77	54,99	0,9612	1058,08			
<b>C58</b>	783,00	54,91	0,9612	752,64			

Diagrama de cortante y momento en la franja 1 Vertical



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

Datos:  $h=50\text{cm}$      $d=45\text{cm}$      $f_{yd}=43,478\text{kN/cm}^2$      $f_{cd}=1,40\text{ kN/cm}^2$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{\max(+)} = 459,03\text{kN} \cdot \text{m} \qquad M_{\max(-)} = 218,27\text{kN} \cdot \text{m}$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{\max}}{B_1} \cdot 1\text{m}$$

$$M_d(+)= \frac{459,03\text{kN} \cdot \text{m}}{4,53\text{m}} \cdot 1\text{m} = 101,33\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d(-)= \frac{218,27\text{kN} \cdot \text{m}}{4,53\text{m}} \cdot 1\text{m} = 48,18\text{kN} \cdot \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

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

$$\mu_d(+)= \frac{101,33\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0372$$

$$\mu_d(-)= \frac{48,18\text{kN} \cdot \text{cm}}{100\text{cm} \cdot (45\text{cm})^2 \cdot 1,4\text{kN/cm}^2} = 0,0172$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega (+)=0,0597$$

$$\omega (-)=0,0308$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+)= 0,0597 * 100cm * 45cm * \frac{1,4kN/cm^2}{43,478kN/cm^2} = 8,65cm^2$$

$$A_s(-)= 0,0308 * 100cm * 45cm * \frac{1,4kN/cm^2}{43,478kN/cm^2} = 4,46cm^2$$

### ➤ Franja 3 Vertical

Datos: los faltantes necesarios son los calculados anteriormente presentes en la Tabla 4.2

$$B1=1,40 \text{ m}$$

$$L=29,20 \text{ m}$$

$$\text{Carga de columnas } Q_c = 1448,35kN$$

Presión promedio del suelo

$$q_{prom} = \frac{q_{iC41} + q_{fC59}}{2} = \frac{58,50kN/m^2 + 57,69kN/m^2}{2} = 58,09kN/m^2$$

Reacción total del suelo

$$\text{Reac. del suelo} = q_{prom} * B1 * L = 58,09kN/m^2 * 1,40m * 29,20m = 2374,82kN$$

Carga promedio

$$\text{Carga promedio} = \frac{\text{Reac. del suelo} + Q_c}{2} = \frac{2374,82kN + 1448,35kN}{2} = 1911,58kN$$

Reacción promedio modificada del suelo es:

$$q_{prom} (\text{modificada}) = q_{prom} \left( \frac{\text{Carga promedio}}{\text{Reac. del suelo}} \right) = \frac{58,09kN}{m^2} * \left( \frac{1911,58kN}{2374,82kN} \right) = \frac{46,76kN}{m^2}$$

Factor de modificación de las cargas de las columnas es:

$$F = \frac{\text{Carga promedio}}{Q1 + Q2 + Q3 + Qi \dots \dots} = \frac{1911,58kN}{1448,35kN} = 1,3198$$

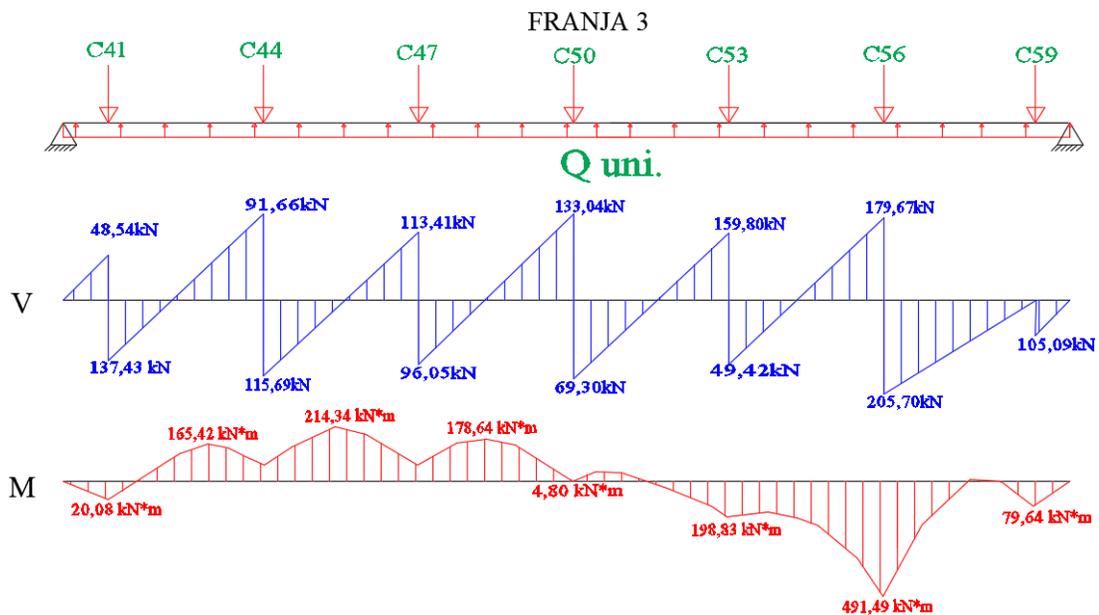
Carga por longitud unitaria

$$Q_{uni} = B1 * q_{pro} \text{ (modificada)} = 1,40m * 46,76kN/m^2 = 65,47kN/m$$

Resumen de cargas para determinar los diagramas.

Columna	Carga (Q) (kN)	Presión q (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de modif.	Q modif. (Qm) (kN)	Reacción (Q uni) (kN/m)	CV y CM Fija (kN/m)	CV y CM Variable (kN/m)
C41	140,90	58,50	1,3198	185,97	65,47	10,08	CV= 4,48
C44	157,10	58,36	1,3198	207,35			
C47	158,70	58,23	1,3198	209,46			CM= 0,00
C50	153,31	58,09	1,3198	202,34			
C53	158,52	57,96	1,3198	209,22			
C56	291,98	57,82	1,3198	385,37			
C59	93,50	57,69	1,3198	123,40			

Diagrama de cortante y momento en la franja 3 Vertical



Determinación del área de la armadura de refuerzo en la franja

Datos:  $h=50cm$   $d= 45cm$   $f_{yd}=43,478kN/cm^2$   $f_{cd}=1,40 kN/cm^2$

Del diagrama se obtiene el momento máximo positivo y negativo

$$M_{max}(+) = 491,49kN * m \quad M_{max}(-) = 214,34kN * m$$

Distribuimos el momento por ancho unitario de la franja para, el positivo y negativo.

$$M_d = \frac{M_{max}}{B1} * 1m$$

$$Md(+) = \frac{491,49\text{kN} * \text{m}}{1,40\text{m}} * 1\text{m} = 262,13\text{kN} * \text{m}$$

$$Md(-) = \frac{214,34\text{kN} * \text{m}}{1,40\text{m}} * 1\text{m} = 114,31\text{kN} * \text{m}$$

Determinamos el momento reducido de cálculo  $\mu_d$  para el momento positivo y negativo

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d(+) = \frac{26213\text{kN} * \text{cm}}{100\text{cm} * (45\text{cm})^2 * 1,4\text{kN}/\text{cm}^2} = 0,0925$$

$$\mu_d(-) = \frac{11431\text{kN} * \text{cm}}{100\text{cm} * (45\text{cm})^2 * 1,4\text{kN}/\text{cm}^2} = 0,0403$$

Mediante la tabla universal a flexión simple o compuesta con  $\mu_d$  se obtiene la cuantía mecánica  $\omega$  mediante interpolación.

$$\omega (+)=0,0981$$

$$\omega (-)=0,0417$$

Determinación del área de acero de refuerzo necesario  $A_s$

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

$$A_s(+) = 0,0981 * 100\text{cm} * 45\text{cm} * \frac{1,4\text{kN}/\text{cm}^2}{43,478\text{kN}/\text{cm}^2} = 14,21\text{cm}^2$$

$$A_s(-) = 0,0417 * 100\text{cm} * 45\text{cm} * \frac{1,4\text{kN}/\text{cm}^2}{43,478\text{kN}/\text{cm}^2} = 6,04\text{cm}^2$$

#### 4.5.1.9 Resumen del refuerzo de acero de la losa de fundación bloque B

##### ➤ Franjas horizontales

En la tabla a continuación se presentan, los momentos máximos positivos y momentos máximos negativos, de cada franja y con el área requerida de acero por longitud unitaria.

Tabla 4.6 Resumen de Momentos máximos (+) (-) de cada franja horizontal.

Franja	Columna o Tramo	M (+) kN*m	M (-) kN*m	Md (+) kN*m/m	Md (-) kN*m/m	As (cm <sup>2</sup> )
1	C39-C40		356,09		160,49	8,56
	C40	619,09		<b><u>279,03</u></b>		<b><u>15,16</u></b>
2	C42-C43		400,63		142,45	7,56
	C43	738,54		262,59		14,23
3	C45-C46		360,75		128,27	6,80
	C46	759,74		270,13		14,66
4	C48-C49		391,42		139,17	7,39
	C49	740,88		263,42		14,27
5	C51-C52		356,28		126,68	6,72
	C52	764,86		271,95		14,75
6	C54-C55		477,21		169,67	9,06
	C55	678,2		241,14		13,04
7	C57-C58		422,42		<b><u>211,21</u></b>	<b><u>11,27</u></b>
	C58	496,59		248,30		13,43
Máximos Momentos de Diseño				<b>279,03</b>	<b>211,21</b>	

Fuente: Elaboración propia

De la tabla de resumen, elegimos de todas las franjas, el máximo momento de diseño positivo y máximo momento de diseño negativo, con su área de acero requerido, para su distribución del acero en un metro.

- El momento máximo positivo de las franjas horizontales, se encuentra en la franja 1 columna C40, el área de acero necesario es de  $As = 15,16\text{cm}^2$ .

- El momento máximo negativo de las franjas horizontales, se encuentra en la franja 7 tramo C57-C58, el área de acero necesario es de  $As = 11,27\text{cm}^2$ .

#### - Distribución del acero longitudinal

La losa de fundación se diseña con armadura base superior e inferior, para dicha armadura se distribuye  $5\emptyset 12\text{c}/20\text{cm}$  en un metro lineal,

$$As_{\text{Base}} = 5\emptyset 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo inferior o positivo.

$$As_{\text{Ref}} = As - As_{\text{Base}} = 15,16 - 5,65 = 9,51\text{cm}^2$$

$$As \text{ Ref} = 9,51\text{cm}^2$$

Se dispone 5Ø16c/20cm con  $As = 10,05 \text{ cm}^2$  cumple con la necesaria.

Armadura de refuerzo superior o negativo.

$$As \text{ Ref} = As - As_{\text{Base}} = 11,27 - 5,65 = 5,62\text{cm}^2$$

$$As \text{ Ref} = 5,62\text{cm}^2$$

Se dispone 5Ø12c/20cm con  $As = 5,65\text{cm}^2$  cumple con la necesaria.

### ➤ Franjas verticales

En la tabla a continuación se presentan, los momentos máximos positivos y momentos máximos negativos, de cada franja y con el área requerida de acero por longitud unitaria.

Tabla 4.7 Resumen de Momentos (+) (-) de cada franja vertical.

Franja	Columna o Tramo	M (+) kN*m	M (-) kN*m	Md (+) kN*m/m	Md (-) kN*m/m	As (cm <sup>2</sup> )
1	C54-C57		190,87		71,35	4,46
	C54	462,58		172,93		5,98
2	C55-C58		218,27		77,09	4,46
	C55	459,03		162,13		8,65
3	C41-C44		214,34		<b>114,31</b>	6,04
	C56	491,49		<b>262,13</b>		14,21
<b>Máximos Momentos de Diseño</b>				262,13	114,31	

Fuente: Elaboración propia

De la tabla de resumen, elegimos de todas las franjas, el máximo momento de diseño positivo y máximo momento de diseño negativo, con su área de acero requerido, para su distribución del acero.

- El momento máximo positivo de las franjas verticales, se encuentra en la franja 3 columna C56, el área de acero necesario es de  $As = 14,21\text{cm}^2$ .

- El momento máximo negativo de las franjas verticales, se encuentra en la franja 3 tramo C41-C44, el área de acero necesario es de  $As = 6,04\text{cm}^2$ .

### - Distribución del acero transversal

La losa de fundación se diseña con armadura base superior e inferior, para dicha armadura se distribuye 5Ø12c/20cm en un metro lineal,

$$As_{Base} = 5\phi 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo inferior o positivo.

$$As_{Ref} = As - As_{Base} = 14,21 - 5,65 = 8,56 \text{ cm}^2$$

$$As_{Ref} = 8,56 \text{ cm}^2$$

Se dispone 5Ø16c/20cm con  $As = 10,05 \text{ cm}^2$  cumple con la necesaria.

Armadura de refuerzo superior o negativo.

$$As_{Ref} = As - As_{Base} = 6,04 - 5,65 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$As_{Ref} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Se dispone 1Ø12c/100cm con  $As = 1,13 \text{ cm}^2$  cumple con la necesaria.

Comparación de la verificación manual y el Cypecad

La verificación y distribución se realizó para los momentos máximos de todas las franjas verticales y horizontales, con los cuales realizamos la comparación con el programa del Cypecad, el área de acero que se necesita se calculó en el apoyo de las columnas más solicitadas y tramos entre columnas más solicitadas.

Tabla 4.8 Resultados en la losa de fundación manual y Cypecad

<b>Armadura de la losa de fundación</b>	<b>As (cm2) Manual</b>	<b>As (cm2) Cypecad</b>	<b>Verificación manual Adoptada</b>	<b>Armadura CYPECAD</b>	<b>Diferencia %</b>
A. base Positiva Long.	5,65	5,65	Ø12c/20cm	Ø12c/20cm	0%
A. base Negativa Long.	5,65	5,65	Ø12c/20cm	Ø12c/20cm	0%
A. base Positiva trans.	5,65	5,65	Ø12c/20cm	Ø12c/20cm	0%
A. base Negativa trans.	5,65	5,65	Ø12c/20cm	Ø12c/20cm	0%
Longitudinal Positivo C40	9,51	8,04	Ø16c/20cm	Ø16c/25cm	15,46%
Longitudinal Negativo C57-C58	5,62	4,52	Ø12c/20cm	Ø12c/25cm	19,57%
Transversal Positivo C56	8,56	4,52	Ø16c/20cm	Ø12c/25cm	47,20%
Transversal Negativo C41-C44	0,39	0	Ø12c/100cm	No presenta	100%

Fuente: Elaboración propia

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

Una vez culminado el desarrollo del presente proyecto, se expresan las conclusiones y recomendaciones que se obtuvo, tomando en cuenta factores de diseño y normativas.

- De acuerdo a la propuesta de los objetivos generales y específicos planteados, se llegó a cumplir con el diseño de la “Nueva Unidad Educativa Carmen Echazú”, cabe mencionar lo complejo que puede llegar a ser la toma de decisiones, ya que se debe basar en lo económico y la eficiencia para lo cual se debe analizar y optimizar la estructura de la mejor forma posible dentro del campo de la ingeniería.
- Del estudio topográfico realizado, se puede concluir que el terreno presenta un desnivel de 6 m, por lo que es necesario definir la cota de emplazamiento que permita compensar en el movimiento de tierra entre corte y relleno.
- El estudio de suelos se realizó con la Alcaldía de la ciudad de Tarija, en cuanto a la capacidad portante se tomó el valor de  $0,70 \text{ kg/cm}^2$  a 2,50 m de profundidad, por la baja capacidad que presenta se diseñó losa de fundación. Al diseñar zapatas aisladas para la estructura, se presenta mucho solapamiento y ocupan un área mayor al 60% del área de la construcción, por lo que la teoría nos respalda para el diseño de losas de fundación.
- Se vio conveniente incluir juntas de dilatación en el módulo diseñado a distancias menores a los 50 m, para su mejor situación de los bloques.
- El diseño estructural con el programa CYPECAD 2018 proporcionó valores de armadura similares a los del cálculo manual, en algunos casos hubo una pequeña diferencia en las cuantías de armaduras.
- Se escogieron losas alivianadas con viguetas prefabricadas de hormigón pretensado por razones constructivas, y es muy común en nuestro medio, este sistema nos permite ahorrar en mano de obra, personal para colocar las armaduras, los encofrados, y el tiempo que se necesita para llevar a cabo.
- El diseño de la losa de fundación es un elemento de una estructura muy importante, permite transmitir la carga de la edificación al terreno y de acuerdo a

su diseño es el comportamiento de la edificación en su tiempo de servicio.

- En el aporte académico se concluyó con el objetivo de diseñar una losa de fundación que permite transmitir la carga de muchas columnas hacia una superficie de suelo.
- Mediante un análisis de precios unitarios, la cantidad de materiales y mano de obra requerida, se determinó las de actividades y el presupuesto estructural de la obra.
- El presupuesto estructural para la construcción de la nueva U.E. Carmen Echazú, es de 4.503.617,79 Bs. En el costo, no se incluye costo de mobiliarios, instalaciones, ni el costo de la obra fina.
- El plazo para la construcción estructural de la nueva U.E. Carmen Echazú, es de 300 días hábiles según plan de obra.

## **RECOMENDACIONES**

- Se recomienda al Gobierno Autónomo Municipal de la ciudad de Tarija, realizar más puntos de estudio de suelos a diferentes alturas, previo a la licitación del proyecto, para poder garantizar el diseño de fundaciones realizado y no tener que tropezar con inconvenientes al momento de ejecutar el proyecto.
- Es de gran importancia, la correcta introducción de datos a los programas computarizados, puesto que es la etapa donde se suelen cometer errores, se recomienda tomarse el tiempo necesario, para analizar y comprender lo que pide el programa computarizado.
- Para la elaboración de los planos, se recomienda redondear las dimensiones o distribución de los aceros a múltiplos de 5 lo que permite la mejor comprensión al momento de la ejecución.
- Se recomienda usar varillas de fierro corrugado con diámetro menor, por varias razones, la primera porque una varilla de menordiámetro resulta más fácil de adquirir, es más practica de trabajar en obra, y porque posee más propiedades de adherencia con el concreto que una varilla de diámetro mayor.
- Se debe complementar el diseño, con un cálculo de las respectivas instalaciones

de agua potable, sanitaria y eléctrica para la total funcionalidad de la obra.

- Es necesario seguir las recomendaciones de las normas en el análisis de las cargas que soportan las estructuras, para dimensionar de manera correcta los elementos.
- Es de fundamental importancia tomar en cuenta el recubrimiento en las piezas de hormigón armado, ya que el recubrimiento en las piezas cumple la función de protección de las armaduras contra la corrosión.
- Se recomienda cumplir con todos los puntos estipulados en la norma y especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad de la edificación.
- Para lograr la resistencia del hormigón requerida en diseño se recomienda utilizar agregados cuya granulometría y propiedades se encuentran indicados en las especificaciones técnicas.
- Es importante realizar la revisión minuciosa de los resultados del programa, es recomendable uniformizar las secciones de vigas y columnas, procurar que no sean muy diferentes para facilitar la construcción.
- Para la construcción, se debe seguir de manera estricta los planos de detalles y especificaciones técnicas, para evitar cualquier tipo de inconveniente.