

**CAPITULO I**  
**ELEMENTOS DEL OBJETO DEL**  
**PROYECTO**

## **1. Antecedentes**

### **1.1. Problema**

La ciudad de Tarija más preferente la provincia Cercado, crece a pasos agigantados la población se desarrolla de manera acelerada, y se puede evidenciar el incremento de viviendas, edificios, nuevos barrios, etc. En consecuencia, se presentan una infinidad de complicaciones ya sea en tema medio ambiental, congestionamiento vehicular, servicios básicos y otros. A mayor población, se identifica un aumento de la demanda de los servicios médicos que es una asistencia requerida por toda razón, por la cual la presencia de la gente en centros médicos tuvo un aumento preocupante.

Muchas veces los pacientes deben esperar fuera de este centro por la falta de espacio, por falta de los medios necesarios en este centro y deben ser resueltos directamente en los hospitales con lo cual se aumenta aún más la aglomeración en estos centros de tercer nivel. Esto provoca que numerosa multitud se quede sin estos beneficios, como así la continuidad de tratamientos se ven cortados por las razones explicadas, lo que obliga a muchos pacientes buscar este servicio en otros centros de salud donde encuentran comodidad y espacio para resolver sus requerimientos.

#### **1.1.1. Planteamiento del problema**

En las zonas más alejadas de la ciudad, como ser los barrios periurbanos, se puede evidenciar la falta de postas o centros de salud, en el barrio “Los Chapacos II” si bien se tiene un centro de salud en ese distrito, este quedo superado por una creciente demanda de gente que llega al lugar, ya sea para solicitar primeros auxilios como para realizar curaciones y pre tratamientos que, dependiendo de su gravedad, estos son trasladados a centros médicos de un mayor nivel.

Los actuales ambientes del centro de salud de la zona (C. S. Guadalquivir), presentan deterioros en pisos, paredes y techos, son insuficientes, y además en general estos ya cumplieron su vida útil.

Por las razones explicadas es muy importante y necesario implementar un nuevo centro de salud del barrio Los Chapacos II, con nuevos ambientes mejorando su calidad y espacio para brindar una atención médica adecuada a la demanda actual, como a estar preparado para resolver de manera eficiente patologías que, por su delicadeza, a la fecha deben trasladarlos hacia otros centros más equipados.

### **1.1.2. Formulación de la solución**

En la propuesta se decidió trabajar por la siguiente opción:

- Diseño estructural de un nuevo centro de salud en el barrio Los Chapacos II.

### **1.1.3. Sistematización**

Se decidió por esta alternativa debido a las siguientes razones:

- a. Construcción de un nuevo centro de salud.

Se considera el diseño y construcción de un nuevo centro de Salud Ambulatorio extendiendo todos sus ambientes en dos niveles. La morfología de la arquitectura esta manejada por un estilo netamente minimalista con volúmenes y formas rectas. Los pisos serán de cerámica y de cemento, la carpintería en puertas será de madera, y para las ventanas y ventanales se utilizará carpintería de aluminio con vidrio. El cual estará emplazado en el departamento de Tarija provincia Cercado en el barrio Los Chapacos II el cual corresponde al distrito N°7.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo general**

- Realizar el Diseño Estructural del Centro de Salud Ambulatorio ubicado en el barrio Los Chapacos II, en base a la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).

### 1.2.2. Objetivos específicos

- Realizar el estudio de suelos para determinar la carga admisible del terreno.
- Realizar el levantamiento topográfico del terreno donde se emplazará la obra.
- Realizar un análisis de costo del proyecto.
- Elaborar planos estructurales del centro de salud.
- Plantear un cronograma de actividades.
- Elaborar especificaciones técnicas.

### 1.3. Alcance del proyecto

#### 1.3.1. Alternativa Seleccionada

El centro de salud “Los Chapacos II” tendrá una losa aligerada a base de viguetas ya que es la solución más viable debido a sus ventajas sobresalientes. No se realizará el estudio de instalaciones tanto eléctricas como sanitarias. Nuestro centro de salud tendrá los siguientes ambientes:

#### Planta baja

- Hall de ingreso y de espera
- Consultorio Medico
- Internación Emergencias
- Deposito
- Sala de limpieza
- Administración
- Dirección
- Vacunatorio
- 2 gradas de acceso 1ºPlanta
- 1 rampa de acceso 1ºPlanta
- Batería de baños (mujeres y hombres)
- Farmacia

- Portería
- Archivos, Fichajes e historias Clínicas
- Sala de uso múltiple
- Servicio social
- Garaje

### **Primera planta**

- Consultorio 1
- Consultorio 2
- Consultorio 3
- Consultorio odontológico
- Pediatría
- Hall de espera
- Toma de muestras
- Laboratorio Clínico
- Orientación
- Batería de baños (mujeres y hombres)
- Enfermería Polivalente
- Gradas de acceso a Terraza
- Vestuario personal

### **Segunda planta**

- Lavandería
- Tanque Elevado
- Terraza
- Cubierta

### **1.3.2. Aporte académico del estudiante**

Como aporte académico se plantea realizar el cálculo de una misma escalera de un tramo con distintas formas de construcción y efectuar una comparación Técnica-

Económica–Funcional con el fin de definir qué alternativa es la más factible para el centro de salud, tomando en cuenta la influencia que tendrá su construcción en obra.

#### 1.4. Localización

La construcción del centro de salud ambulatorio se encuentra en el barrio Los Chapacos II de la ciudad de Tarija, sobre la avenida Jorge Majluf.

##### ILUSTRACIÓN 1.1. Ubicación del centro de salud Los Chapacos II



**Fuente:** Ilustración tomada de Google Earth

Con las siguientes coordenadas UTM:

319725.21 m E

7621326.11 m S

Zona 20 K

**CAPITULO II**  
**MARCO TEÓRICO**

## **2. Topografía**

### **2.1. Levantamiento topográfico**

La topografía es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie de la Tierra, con sus formas y detalles; tanto naturales como artificiales. Esta representación tiene lugar sobre superficies planas, limitándose a pequeñas extensiones de terreno, utilizando la denominación de geodesia para áreas mayores. De manera muy simple, puede decirse que para un topógrafo la Tierra es plana, mientras que para un geodesta no lo es. Para eso se utiliza un sistema de coordenadas tridimensional, siendo la X y la Y competencia de la planimetría, y la Z de la altimetría. (Flores, 2017)

Los resultados de los levantamientos topográficos emplean para: Elaborar planos de superficies terrestres, arriba y abajo del mar. Trazar cartas de navegación para uso en el aire, tierra y mar. Establecer límites en terrenos de propiedad privada y pública. Por lo tanto, un levantamiento topográfico consiste en hacer una topografía de un lugar, es decir, llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto. Mediante el levantamiento topográfico, un topógrafo realiza un escrutinio de una superficie, incluyendo tanto las características naturales de esa superficie como las que haya hecho el ser humano. (Flores, 2017)

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 que se encuentran en el lugar donde se realiza el levantamiento.

El principal objetivo de un levantamiento topográfico es determinar la posición relativa entre varios puntos sobre un plano horizontal. Esto se realiza mediante un método llamado planimetría.



## 2.2. Estudio de suelos

El objetivo principal de un estudio de suelos es proporcionar la capacidad admisible del suelo y las recomendaciones de cimentación de acuerdo a lo encontrado y a la obra a construir. (Geoexcavaciones, 2020)

Para garantizar el buen diseño y funcionamiento de las cimentaciones civiles, es fundamental realizar previamente un estudio de suelos responsable y completo. Al realizar el estudio de suelos también se analizan las características geotécnicas y geológicas del lugar a intervenir. Permitiendo la identificación de indicios de inestabilidad o movimientos de masa que puedan comprometer la ejecución del proyecto, y además se proponen las obras complementarias y preventivas. (Geoexcavaciones, 2020)

Un estudio de suelos debe contener como mínimo:

- Los aspectos generales, los cuales se dividen en los aspectos del proyecto a construir (descripción y localización) y en los aspectos geológicos de la zona.
- Reconocimiento del sitio, se realiza la exploración de campo donde se tienen en cuenta aspectos morfológicos del predio como pendientes, corrientes de agua, zanjas, construcciones etc.
- Trabajo de campo, Muestra los resultados de exploración de campo donde se detalla la cantidad de sondeos, su profundidad y tipo: ensayo de penetración estándar SPT y ensayo con cono DCPT. En este momento también se conoce la presencia de agua o nivel freático. Igualmente se detalla las coordenadas geográficas de los sondeos realizados.
- Trabajo de laboratorio, detalla la descripción de los ensayos de laboratorio realizados y los equipos utilizados.
- Características físico- mecánicas e hidráulicas, indica la conformación del suelo (materiales encontrados) de acuerdo a cada sondeo realizado.

- Análisis de resultados y conclusiones, de acuerdo al reconocimiento del sitio, los trabajos de campo y laboratorio se presentan los resultados encontrados; como litología del suelo, presencia de agua, análisis ensayo de penetración (arroja el número de golpes de acuerdo a la profundidad) etc.
- Recomendaciones de cimentación, con los parámetros del suelo se realiza el cálculo de la cimentación. Indica el diámetro de perforación, profundidad de desplante de acuerdo al estrato portante y carga.
- Recomendaciones constructivas, detalla las recomendaciones para los diferentes procesos de la construcción de la obra, como la construcción de la cimentación: que, de acuerdo al nivel freático, características de la cimentación y suelo encontrado recomienda la máquina a utilizar. (Geoexcavaciones, 2020)

### **2.2.1. Granulometría**

El análisis granulométrico tiene como objetivo determinar el porcentaje de las diferentes granulometrías que presenta un suelo estudiando una muestra representativa de masa del suelo, es decir, mediante este análisis sabemos que cantidad de suelo comprende cada intervalo granulométrico y mostrar los porcentajes gráficamente es una escala semilogarítmica. Se distinguen tres tamaños principales; grava, arena y finos (limo y arcilla). (García, 2009)

Para suelos con tamaños de partículas mayores a 0.074 mm se utiliza el método de análisis mecánico mediante tamices de aberturas y numeración. En suelos de tamaño inferior, se utiliza el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes. (García, 2009)

### **2.2.2. Límites de Atterberg – Plasticidad**

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. (García, 2009)

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad.

Así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando este seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg definen los contenidos de agua característicos para los que una arcilla determinada, triturada, alcanza diferentes estados de consistencia relativa. Los ensayos se realizan en laboratorio y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad. (García, 2009)

### **2.2.3. Clasificación de los suelos**

Existen dos maneras de clasificar un suelo entre los cuales ese detalla a continuación:

#### **2.2.3.1. Clasificación AASHTO**

La clasificación se realiza basada en el tamaño del grano y en la plasticidad, de acuerdo a este sistema el suelo es clasificado en siete grupos principales desde A-1 hasta A-7; los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son suelos gruesos granulares con un 35% o menos que pasa la malla 200, y los que presentan una cantidad superior que pasas la malla 200 son clasificados en los grupos A.4, A-5, A-6 y A-7, estos son suelos finos o materiales limosos y arcillosos. (Terzagui, 1978)

#### **2.2.3.2. Clasificación SUCS**

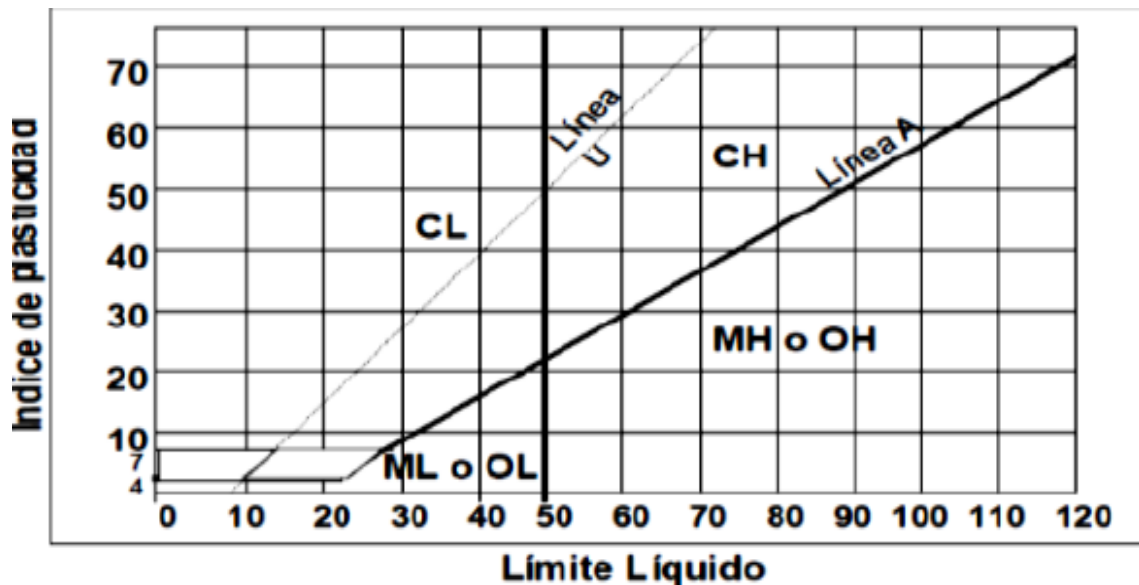
Sistema de clasificación unificada de suelos (SUCS) (USCS-Unifited Soil Clasification System). La clasificación es basada en las propiedades de plasticidad y en la distribución del tamaño de grano, según esta última, el sistema divide el suelo en dos grandes categorías: (Terzagui, 1978)

- **Suelos gruesos granulares.** Son aquellos materiales en los cuales el porcentaje retenido en la malla No 200 es superior al 50%. Dentro de ellos están las

fracciones de arena y grava, son suelos donde la distribución del tamaño y la forma de los granos influye notablemente en las propiedades ingenieriles del suelo.

- **Suelos finos granulares.** Son los suelos en los cuales el 50% o más pasa la malla No 200. En estos suelos se incluyen las fracciones limo y arcilla, así como las fracciones de carácter orgánico. En los suelos finos son las propiedades de plasticidad las usadas para su clasificación. (Terzagui, 1978)

### ILUSTRACIÓN 2.1. Índice de plasticidad vs Límite líquido



Fuente: Terzagui, 1978

#### 2.2.4. Ensayo de penetración estándar S.P.T.

El método de penetración estándar SPT realiza una correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar. (Terzagui, 1978)

### 2.2.4.1. Presión admisible

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

**TABLA 2.1. Relación de resistencia para las arcillas**

<b>Relación de Resistencia para las Arcillas</b>		
<b>N°</b>	<b>Consistencia de la arcilla</b>	<b>Resistencia a compresión simple (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
2	Muy blanda	0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
3-8	Media	0.50-1
8-15	Compacta	1-2
15-30	Muy Compacta	2-4
30	Dura	4-8

**Fuente:** Laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología

**TABLA 2.2. Relación de resistencia para las arenas**

<b>Relación de Resistencia para las Arenas</b>	
<b>N°</b>	<b>Compactación de la Arena</b>
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Medianamente Compacta
30-50	Densa
Más de 50	Muy Densa

**Fuente:** Laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza las Tablas anteriores, según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

### **2.3 Diseño Arquitectónico.**

El diseño arquitectónico es una disciplina que surge desde una representación o imagen mental imaginaria, que puede ser concreta o abstracta, además dentro de su transición y materialización, proyecta la construcción de una estructura física con sentido arquitectónico, generando ideas con gran atractivo estético. (Ramirez, 2021)

Sin un diseño previo, la construcción de una obra arquitectónica pierde la eficacia que debe tener en toda la amplitud de su valor con sentido estético, funcional, espacial y estructural que la caracterizan. En la actualidad el diseño arquitectónico se concentra principalmente en las inquietudes modernas como: la comodidad, el trabajo y medio ambiente. (Ramirez, 2021)

Se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones para el diseño arquitectónico:

- Situación del terreno en el que se construirá la obra: sus dimensiones y características topográficas
- Su orientación cardinal y la relación de esta con la funcionalidad de los espacios sobre los que se diseñara la obra.
- Funcionamiento de las redes de servicios: energía eléctrica, agua, drenajes, circulación vehicular, etc.
- Evaluación del diseño arquitectónico de la obra: construcción total de la superficie, altura de cada piso, cantidad de plantas, relaciones entre cada espacio, los usos, circulación, expresión, etc.
- El presupuesto disponible para la construcción, elemento que es determinante para dar comienzo al diseño (Ramirez, 2021)

## 2.4 Diseño Estructural (normas, métodos, análisis de carga)

El diseño estructural es una metodología de investigación acerca de la estabilidad, la resistencia y la rigidez de las estructuras. Este trabajo es llevado adelante por ingenieros estructurales. El objetivo del diseño y análisis estructural es producir una estructura capaz de resistir todas las cargas aplicadas sobre si sin fallas durante su vida de uso. Si la estructura es fabricada o diseñada de manera deficiente o si excede las cargas aplicadas exceden las especificaciones del diseño, la estructura seguramente fallara para desempeñar la función esperada con consecuencias muy serias. (Arkiplus, 2021)

El diseño estructural, puede ir desde el diseño de estructuras resiliente a terremotos hasta grandes estructuras con materiales como el hormigón armado, acero y madera. Los materiales para el diseño estructural deben ser de larga duración. Las estructuras deben contener características estéticas además de impermeabilidad en la intemperie aislamiento térmico y acústico. (Arkiplus, 2021)

## 2.5. Norma de Diseño

- **CBH-87.** La Norma Boliviana proporciona las prescripciones de obligatorio cumplimiento en el país y que deben ser observadas en el proyecto ejecución y control de obras de hormigón armado, tanto públicas como privadas, para conseguir la seguridad, durabilidad y adecuación a las condiciones de utilización, requeridas en este caso. (Norma Boliviana, 1987)

Es aplicable a las estructuras y elementos estructurales de hormigón armado, fabricados con materiales que cumplan las prescripciones contenidas en el mismo. Por su antigüedad de emisión la norma carece de muchas especificaciones y avances realizados en el transcurso de ese tiempo, también carece de especificaciones de las acciones que actúan sobre la estructura. Por estas razones se complementó el diseño con las normas EHE-08 y CTE, siguiendo la línea con la norma española.

- **EHE-08.** Es la normativa vigente en España encargada de legislar las estructuras de hormigón estructural, establece las exigencias para cumplir con los requisitos de seguridad estructural, así como la norma CBH-(7, no prescribe los valores característicos para las acciones variables, de esto se encarga el Código Técnico de Edificación. (CTE).
- **Código Técnico de Edificación (CTE).** Esta norma está compuesta por ocho documentos básicos, el usado en el presente proyecto es el Documento básico – Seguridad Estructural (DB-SE), aquí se prescriben las reglas de seguridad estructural y el valor de las acciones aplicables a estructuras hechas de cualquier material, no incluye acciones provocadas por sismos. (Norma Boliviana, 1987)

## 2.6. Base de cálculo

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación, que multiplican los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura. (Norma Boliviana, 1987)

En consecuencia, el proceso de cálculo debe cumplir estrictamente lo siguiente:

$$S_d \leq R_d$$

Donde

$S_d$ : Valor de cálculo de la sollicitación actuante

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



### 2.6.1. Resistencia de cálculo

Se considera como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigone (en compresión de  $f_{cd}$  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

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

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

$f_{yk}$ : Limite elástico característico del acero

$\gamma_s$ : Coeficiente de minoración

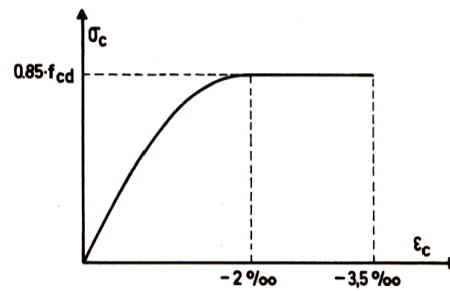
### 2.6.2. Hormigón Armado

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados limites 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. (Norma Boliviana, 1987)

- Diagrama Parábola – Rectángulo

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

### ILUSTRACIÓN 2.2. Diagrama parábola - rectángulo



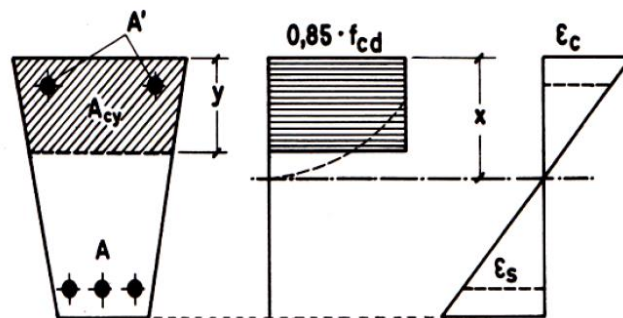
Fuente: Norma Boliviana, 1987

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 de una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$ .

- Diagrama Rectangular

Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a  $0,80x$ , siendo  $x$  la profundidad del eje neutro y la anchura  $0.85 f_{cd}$ .

### ILUSTRACIÓN 2.3. Diagrama rectangular



Fuente. Norma Boliviana, 1987

### 2.6.3. Acero Estructural

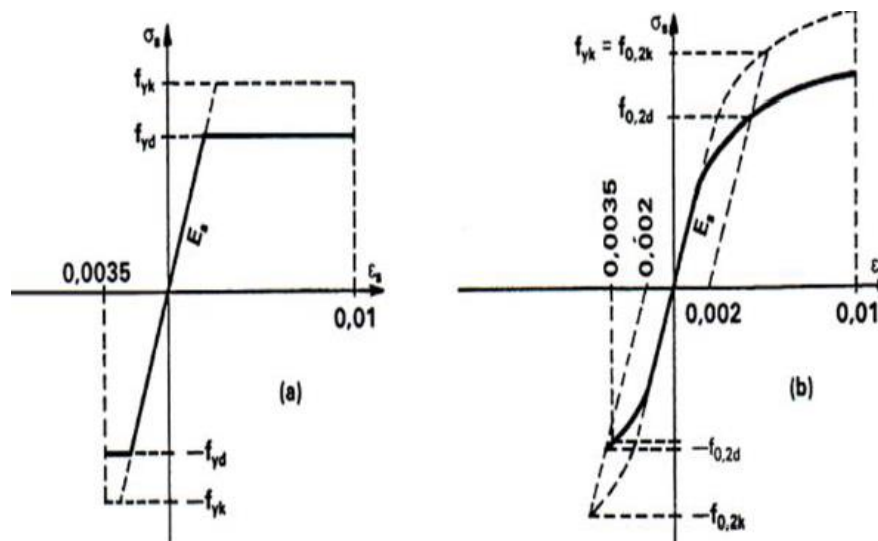
Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95%.

Diagrama característico tensión-deformación del caer, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores de 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:  $1/\gamma_s$ .

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas se presentan a continuación:

#### ILUSTRACIÓN 2.4. Diagrama de cálculo tensiones-deformación del acero



Fuente. Norma Boliviana, 1987

## 2.7. Estados limites

Todas las estructuras deben reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que fue proyectada. Los estados limites pueden clasificarse en.

- a) **Estados Limites Últimos (ELU)**, que son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de la estructura y son independientes de la función de que esta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura.
- b) **Estado Limite de Servicio (ELS, también llamados Estados Limites de Utilización)**, que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura. Se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y depende de la función que deba cumplir.
- c) **Estados Límites de Durabilidad (ELD)**, que corresponde a la duración de la estructura (vida útil). Está relacionada con necesidad de garantizar una duración mínima de la integridad de la estructura.

## 2.8. Acciones de carga sobre la estructura

Una acción es un conjunto de fuerzas concentradas y repartidas, y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misa causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales. Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación:

- a) Acción gravitatoria.
- b) Acción del viento.
- c) Acción térmica.
- d) Acción reológica.
- e) Acción del terreno

## 2.9. Hipótesis de carga

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se consideraran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

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

G: Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

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

W: Valor característico de la carga de viento

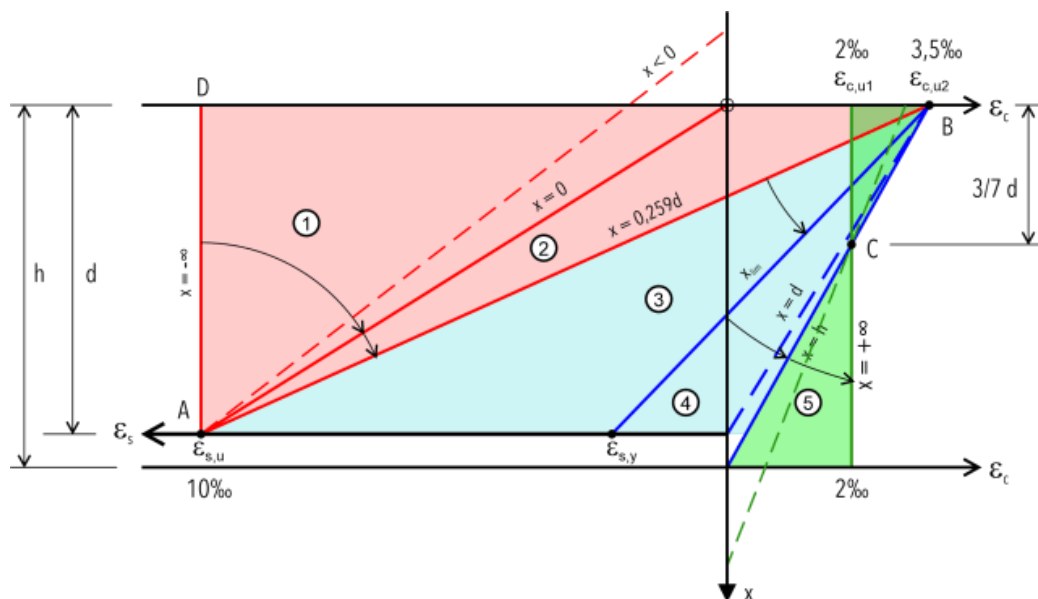
## 2.10. Dominios de deformación

- Dominio 1 – Tracción simple o compuesta. Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.
- Dominio 2 – Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.
- Dominio 3 – Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo.

Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón:  $\epsilon_{CU} = 3.5$  por mil. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$  el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

- Dominio 4 – Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0 el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.
- Dominio 4.a – Flexión compuesta: todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.
- Dominio 5 – Compresión simple o compuesta: ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión:  $\epsilon_{CU}=2$  por mil.

### ILUSTRACIÓN 2.5. Dominios de deformación



Fuente. [www.vortize.com/blog/dominios-de-deformacion/](http://www.vortize.com/blog/dominios-de-deformacion/)

## 2.11. Análisis de la estructura porticada

### 2.11.1. Metrado de cargas sobre la estructura.

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estima las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio.

Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas que la soportan, luego, estas vigas al estar apoyadas sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación. (Norma Boliviana, 1987)

- **Máximos momentos flectores en vigas de edificios.** En un edificio las sobrecargas (SC) actúan en forma esporádica sobre sus ambientes, es decir, un día el ambiente puede estar sobrecargado y al otro día descargado.

Esta continua variación en la posición de la sobre carga origina los máximos esfuerzos en los diversos elementos estructurales, que deben ser contemplados en el diseño.

- **Máximos momento flector positivo.** Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible, asimilando el tramo en análisis al caso de una viga simplemente apoyada.

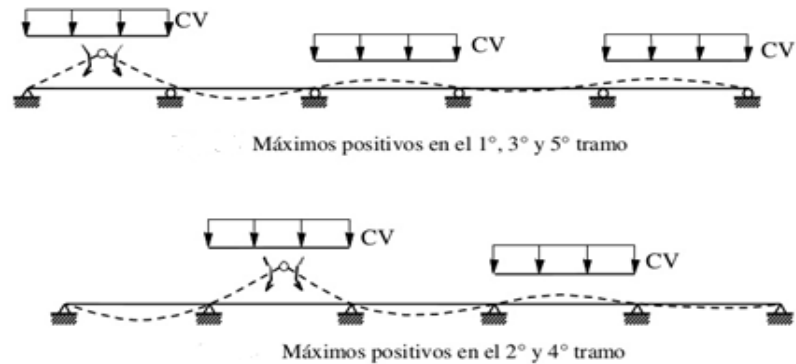
Esta condición se logra sobrecargando en forma alternada los tramos.

Para la viga que se muestra a continuación los máximos momentos positivos en los tramos 1-2 y 3-4 se logran sobrecargando en forma simultánea dichos tramos y descargando al tramo central, ya que, si se hubiese sobrecargado también el tramo central, la deformada se aplastaría y las rotaciones de los nudos 2 y 3 decrecería; cabe destacar que ante esa hipótesis de carga podría ocurrir inversiones de esfuerzos en la región central del tramo 2-3.

En cambio, el máximo momento positivo en el tramo central (2-3) se obtiene sobrecargando solo ese tramo y descargando los paños adyacentes.

- **Alternación de cargas para obtener el máximo momento**

### ILUSTRACIÓN 2.6. Alternación de cargas

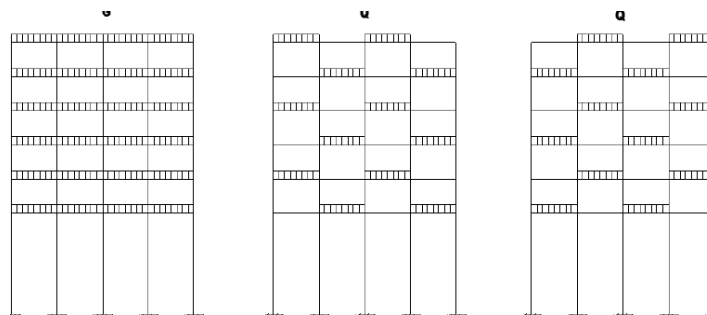


**Fuente.** Norma Boliviana, 1987

Para el caso de los pórticos se sobrecarga con una disposición en forma de damero, aunque para este caso, puede emplearse el modelo simplificado de la Norma CBH-87.

Cabe mencionar que cualquiera fuese el caso, se necesita resolver tan solo dos hipótesis de carga para obtener los máximos momentos positivos en todas las vigas del pórtico.

### ILUSTRACIÓN 2.7. Hipótesis de carga para determinar las solicitaciones más desfavorables



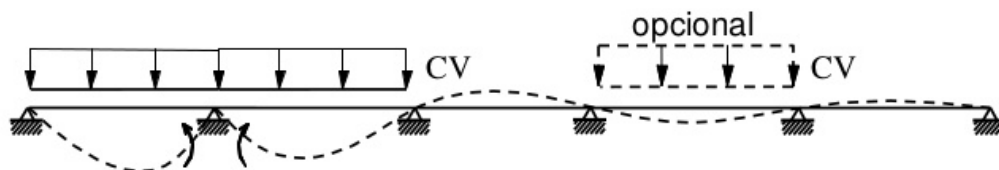
**Fuente.** Norma Boliviana, 1987



- **Máximo momento flector negativo.** Si se desea obtener el máximo momento negativo en un nudo, debe tratarse que ese nudo rote la menos cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible, tratando de asimilar el tramo sobrecargado al caso de una viga empotrada en el extremo en estudio y articulada en el otro.

Esta condición permite además calcular la máxima fuerza cortante.

### ILUSTRACIÓN 2.8. Modelos implicados para obtener el máximo momento negativo



Fuente. Norma Boliviana, 1987

Sin embargo, ha podido observarse que mientras no exista mucha variación en la magnitud de la sobre carga, así como en las longitudes de los tramos, es suficiente con sobrecargar todos los tramos para calcular simultáneamente los máximos momentos negativos en todos los nudos.

## 2.12. Verificación de los elementos de la estructura porticada

### 2.12.1. Vigas

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con lo dispuesto, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones.

Se comprobarán las condiciones de adherencia de las armaduras (según 12.3), así como las de fisuración de la pieza (según 8.4). Si se prevé que la pieza puede presentar deformaciones excesivas, se calculara el valor de estas de acuerdo con lo indicado en

8.5. Se comprobará igualmente, cuando se estime necesario, la estabilidad lateral de la pieza con arreglo a lo indicado en 8.3.3.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en 8.1.7, 12.1, 12.2, 12.4 y 12.5.

Deberá tenerse en cuenta además lo indicado en 8.1.7.3, respecto a cuantías geométricas mínimas de armaduras.

**Nota.** - Tomar en cuenta que las menciones ya sean capítulos como de subcapítulos se refiere a la norma boliviana CBH-87.

- **Calculo a flexión simple**

Se empleó la tabla universal del cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía  $w$ , en función del momento reducido  $u$ :

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

Donde:

$b_w$ : ancho de la sección

$d$ : canto útil

$f_{cd}$ : resistencia de cálculo del hormigón a compresión

$f_{yd}$ : resistencia de cálculo del acero

$M_d$ : Momento flector de agotamiento o de calculo

$u_d$ : Momento flector reducido de calculo

$w$ : cuantía mecánica

- **Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción:**

**a) Caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.**

1. Se comienza por determinar  $u_d$  y se verifica que esta sea menor al límite  $u_d < u_{lim}$ .
2. Con el valor de  $u_d$  entrar en las tablas y determinar el valor de  $w$ .

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

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

4. Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas ( $w_{min}$ ) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \qquad A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$$

Donde:

As: Área del acero

Ac: área del hormigón

$w_{min}$  = Cuantía geométrica mínima

- **Cálculo de la armadura transversal.**

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura si:

$$V_d \leq V_{cu} \qquad V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \qquad f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Donde:

$V_{cu}$ : Cortante absorbido por el hormigón

$V_d$ : Cortante de cálculo del hormigón

$f_{vd}$ : Resistencia convencional del hormigón a cortante

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2%, de la sección transversal de la pieza multiplicada por la separación entre planos de estribos (s).

Cuando el cortante real es mayor que el cortante que resiste la pieza  $V_d \leq V_{cu}$  es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante residual, de la diferencia.

$$V_d > V_{cu} \quad V_{su} = V_d - V_{cu} \quad V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d$$

Donde:

$V_{su}$ : Cortante resistido por la armadura transversal

$V_{ou}$ : Cortante máximo de agotamiento por compresión del alma

$V_d$  debe ser menor o igual que  $V_{ou}$  y o mayor que  $V_{cu}$ , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}}$$

### 2.12.2. Columnas

Los pilares se calcularán de acuerdo con lo dispuesto en 8.1 (Norma Boliviana CBH-87) a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones.

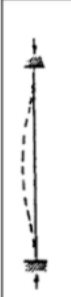


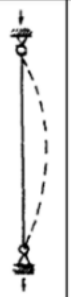
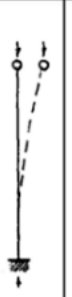
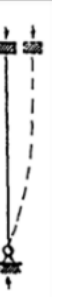






Cuando la esbeltez del pilar sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en 8.1.7 y en el capítulo 12. Se tendrá en cuenta también lo indicado en 8.1.7.3 respecto a cuantías geométricas mínimas de armaduras.

**Nota.** - Tomar en cuenta que las menciones ya sean capítulos como de subcapítulos se refiere a la norma boliviana CBH-87.

- **Coefficiente de pandeo (k).** Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas son los siguientes:

### ILUSTRACIÓN 2.9. Coeficiente de pandeo para piezas aisladas

						
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos						
	Rotación impedida, traslación impedida					
	Rotación libre, traslación impedida					
	Rotación impedida, traslación libre					
	Rotación libre, traslación libre					

Fuente. Norma Boliviana, 1987

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

- 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.

- b) Para esbelteces mecánicas  $35 \leq \lambda < 100$ , puede aplicarse el método aproximado.
- c) Para esbelteces mecánicas  $100 \leq \lambda < 200$ , debe aplicarse el método general.
- d) No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas  $200 < \lambda$ .

- **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
- **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, en la que, la única incógnita es la armadura total.

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 que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizaran los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta.
- **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 recomienda que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.
- **Excentricidad mínima de cálculo.** Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva, igual al mayor de los valores.

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

Donde:

h: canto total en la dirección considerada

- **Excentricidad de primer orden.** Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{M_d}{N_d}$$

- **Excentricidad accidental**

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

- **Excentricidad Total o final.** La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_t = e_o + e_a$$

- **Cálculo de la armadura longitudinal.** Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido

$$\mu_x = \frac{M}{U_c * h}$$

Axil reducido

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

De los ábacos en rosetas se determina la cuantía mecánica  $w$ .

$$A_s = \omega * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- **Cálculo de la armadura transversal.** Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \\ \text{Para atender la necesidad del cálculo} \end{cases}$$

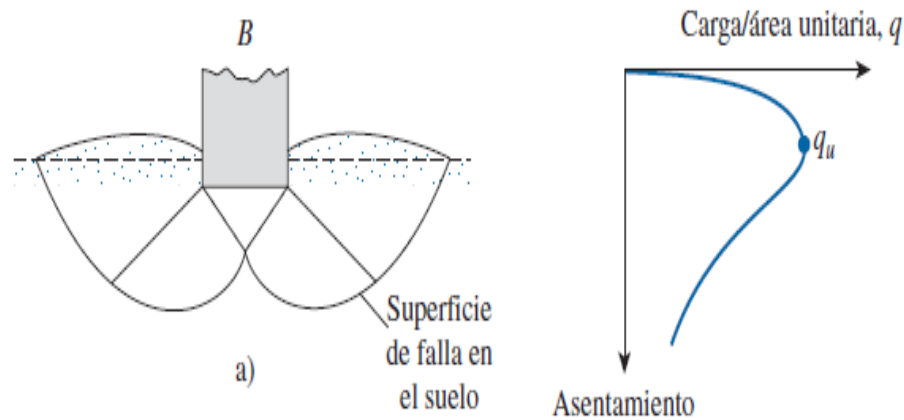
### 2.12.3. Fundaciones

Para que las cimentaciones superficiales tengan un desempeño satisfactorio deben tener dos características principales: (Braja, 2016)

1. Tienen que ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta.
2. No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo. (El término excesivo es relativo, debido a que el grado de asentamiento permitido para una estructura depende de varias consideraciones).



### ILUSTRACIÓN 2.10. Fallas en el suelo



Fuente: Braja, 2016

Entre las acciones que se debe considerar en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axil, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura. Además, está el peso propio de la cimentación, el del suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático.

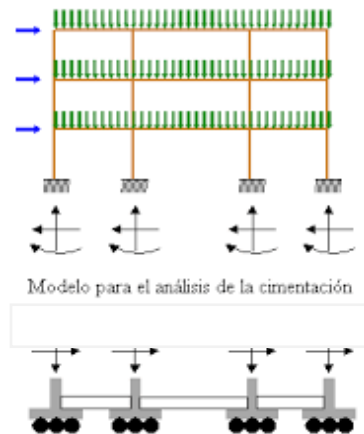
Es práctica habitual separar el cálculo de la cimentación de la estructura soportada. Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación.

Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones.

Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general sin de apoyo empotrado.

Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.

### ILUSTRACIÓN 2.11. Análisis de cimentación

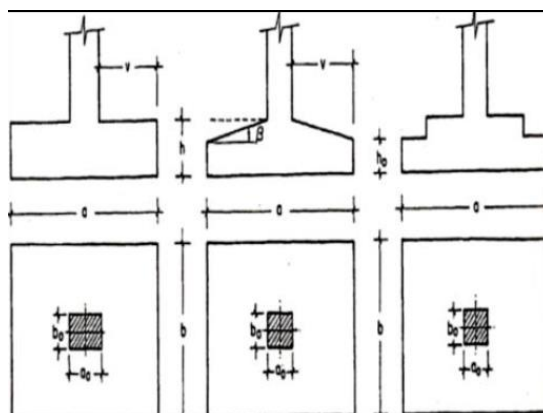


Fuente. Braja, 2016

#### 2.12.3.1. Zapatas Aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto en el borde debe ser  $h_o \geq h/3$  y no menor que 25 cm. El ángulo de inclinación suele tomarse  $\beta \leq 30^\circ$ , que corresponde, aproximadamente, el ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

### ILUSTRACIÓN 2.12. Formas típicas de zapatas aisladas



Fuente. Braja, 2016

- **Dimensionamiento de zapatas aisladas.** Las dimensiones a y b de la plnata de la zapata se determinan en funcion de la tension admisible para el terreno:

$$\sigma_t = \frac{N + P.P.}{A}$$

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. En principio, para el peso propio se podrá tomar un valor del orden de 10% de N.

Por razones económicas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil de valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \end{array} \right.$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones b\*d, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores de 1.5\*v. en el caso más frecuente de aceros de dureza natural resuelta muy cómoda la formula simplificada:

$$\mu = \frac{Mad}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \omega_a \cdot d \cdot a \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01, por consideraciones de adherencia.

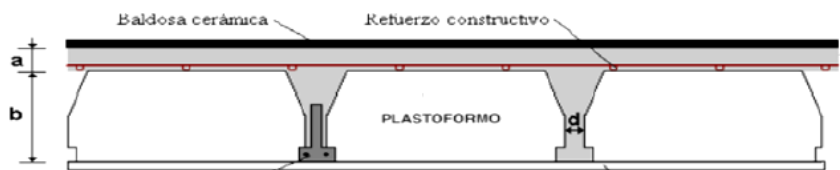
#### 2.12.4. Losas

Losas alivianadas 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 plastoforno que, además de ser livianos, son aislantes térmicos y acústicos.

Dentro de las ventajas del uso de viguetas T pretensadas ofrece podemos señalar:

- La vigueta T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y probado 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.

**ILUSTRACIÓN 2.13. Geometría de losa alivianada**



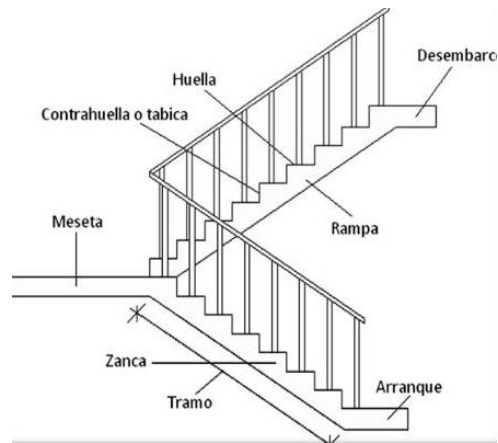
**Fuente.** Concretec. Ficha técnica – Viguetas Pretensadas

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 metro cuadrado de los, la cual se utiliza para todos los paneles y en todos los pisos que contengan sección de los atípica. Si se presentaran cargas concentradas grandes estas requieren apoyos adicionales y deben ser consideradas por parte de la carga distribuida.

### 2.12.5. Escaleras

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que tiene acceso a plantas a distinto nivel. Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, etc. En la siguiente figura se pueden observar los elementos de una escalera.

**ILUSTRACIÓN 2.14. Partes de una escalera**



**Fuente.** Concretec. Ficha técnica – Viguetas Pretensadas

Debido a su inclinación y poca luz, estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando solo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño. Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y

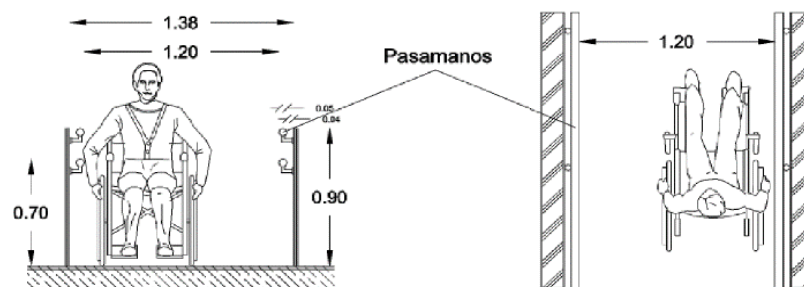
no en su verdadera longitud inclinada. La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte, se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

### 2.12.6. Rampa

Toda edificación que tenga una diferencia de nivel de piso entre sus áreas, además de escalones y escaleras requeridas en escaleras de servicio, deberá de tener las ramas necesarias para permitir el acceso de las personas con capacidades diferentes. Todos los edificios de uso público con diferencia de nivel entre la acera y el piso de acceso deberán contar con al menos una rampa peatonal que permita acceder al interior de los mismos a las personas con discapacidades diferentes. En este caso de que este acceso no puede ser ubicado en la fachada principal, se Debra disponer una señal informativa indicando su localización.

Se considera una superficie plana a todo recorrido cuya diferencia de nivel no exceda de una pendiente menor a 2% en cuyo caso esta diferencia de nivel se integrará al desarrollo de la superficie de manera paulatina, por lo que no se aplicaran las reglamentaciones de las rampas.

**ILUSTRACIÓN 2.15. Vista frontal y superior de una rampa**

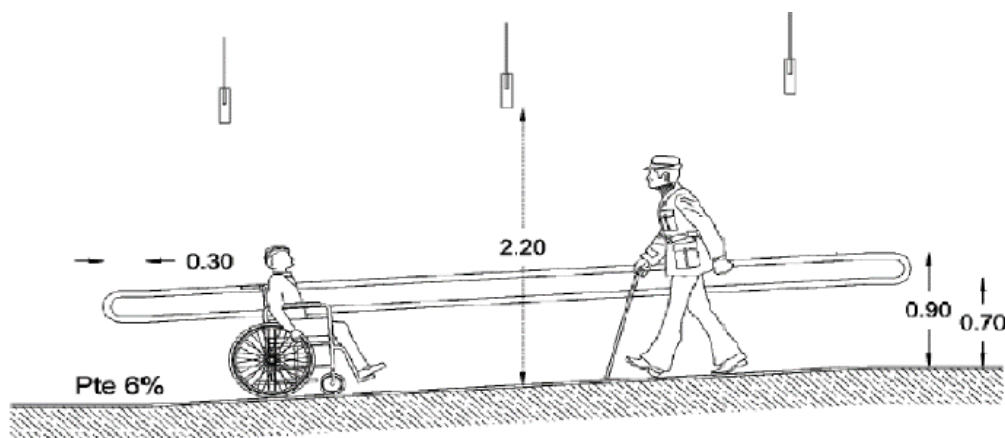


**Fuente.** Neufert, 2013

Datos técnicos.

- Ancho mínimo de rampa 1.20m en áreas de poca circulación.
- No se deberá disponer ningún objeto en todo el recorrido de la rampa y sus descansos.
- La superficie de los pisos debe ser uniforme y de material antideslizante.
- Los vanos y puertas deben estar dispuestos a una distancia de 2 m mínimo de los arranques de la rampa.

### ILUSTRACIÓN 2.16. Vista de perfil de rampa



**Fuente.** Reglamento de accesibilidad, ministerio de Educación Estado Plurinacional de Bolivia

- La longitud máxima de la rampa entre descansos será de 15 m
- Los pasillos longitudinales y las rampas deben tener diferentes colores de piso para diferenciar el cambio de nivel.

## **Software CYPECAD**

CYPECAD ha sido concebido para realizar el diseño, cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas para edificación y obra civil, sometidas a acciones horizontales, verticales y a la acción del fuego.

Estas estructuras pueden estar compuestas por: pilares (de hormigón, de acero y mixtos), pantallas y muros; vigas de hormigón, metálicas y mixtas; forjados de viguetas (genéricas, armadas, pretensadas, in situ, metálicas de alma llena y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, reticulares y losas macizas; y cimentaciones por losas, vigas de cimentación, zapatas y encepados. También dimensiona y comprueba uniones metálicas soldadas y atornilladas (incluidas las placas de anclaje).

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

#### **2.13.1. Especificaciones técnicas**

Las especificaciones constructivas que se detallan, indican el tipo y característica generales de los materiales y procedimientos a utilizar en las construcciones.

Los planos de arquitectura, las especificaciones constructivas que se formulan, la cantidad de obra y el presupuesto, se consideran documentos referenciales, quedando expresamente señalado que cualquier indicación sobre materiales, métodos, dimensiones, cantidades, acabados, etc., expresados en los planos y omitidos en las especificaciones u otros documentos y viceversa, no eximen al CONTRATISTA de su ejecución, debiendo éste realizarlo sin costo adicional, previa solicitud a LA CONTRATANTE, a través de la Fiscalización de Obras. De igual forma en caso que el oferente encuentre omisiones en las especificaciones técnicas, planos y planillas de obras, de trabajos que a su criterio deberían solicitar autorización para su cotización e inclusión en su propuesta durante los plazos señalados para consultas.



### 2.13.2 Precio unitario

Cuando se está preparado para construir un nuevo edificio, casa habitación, etc. una de las primeras preguntas que nos hacemos es: ¿Cuánto va a costar todo esto? y ¿Cómo se puede determinar el costo total? Una cosa que es importante recordar es que el costo de construcción del edificio en sí, es sólo una parte del total del gasto.

Realmente llevar a cabo la construcción es el mayor gasto en condiciones normales, pero hay otros gastos que son esenciales y no deben subestimarse. Los principales elementos que componen un presupuesto total del proyecto pueden ser:

1. Gastos de compra de terreno
2. Levantamiento Topográfico y de linderos.
3. Estudios Geológicos y de subsuelo
4. Precio realización presupuesto de obra.
5. Programación de obra.
6. Diseño arquitectónico
7. Diseño Urbanístico si fuese necesario
8. Diseño Estructural
9. Diseño de Interiores.
10. Maquetas, perspectivas, copias planas, ambientaciones, presentaciones 3D.
11. Diseño aislamiento acústico.
12. Diseño eléctrico y de iluminación

13. Diseño aislamiento y acondicionamiento climático.
14. Diseño saneamiento – aguas
15. Diseño y estudio sistemas antincendios.
16. Diseño y estudios redes de Gas y energía solar
17. Construcción de la Edificación.
18. Señales de circulación y evacuación.
19. Tasas de Inspección.
20. Gastos de licencias de obra.
21. tasas de conexión a las redes de servicios públicos.
22. Tasas permisos por usos especiales.
23. Seguros y primas de Construcción.
24. Seguros y primas de Edificios.
25. Mobiliarios y Equipos.
26. Costos de formalización y cancelación de préstamos.
27. Intereses sobre los préstamos.

La forma de poder llegar al costo total de una obra, es mediante la elaboración de un presupuesto valorativo detallado. El presupuesto valorativo detallado es aquel presupuesto donde se descompone cada concepto de obra y los precios de cada elemento que constituye el precio unitario se pueden estudiar y analizar tanto desde el

punto de vista de su rendimiento, desperdicio y costo. Como su nombre lo indica muestra detalladamente el valor de cada unidad de obra y de los elementos que la constituyen. Es la mejor herramienta para analizar cada elemento para buscar su optimización desde el punto de vista de mejorar rendimiento y reducir costos.

### **2.13.3. Cómputos métricos.**

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

### **2.13.4. Presupuesto**

El presupuesto de obra es la estimación o predicción económica que hace referencia a la suma de las actividades o proyecto a ejecutar. Un proyecto u obra debe contar con un presupuesto el cual está basado en precios estimados que son analizados para cada actividad y proceso a realizar, es decir: el presupuesto de una obra es la suma total de los costos directos e indirectos del proyecto. Para determinar el presupuesto o costo de una obra civil es necesario realizar el cumplimiento de los siguientes pasos:

- Establecer los recursos y la cantidad necesaria de éstos, para desarrollar cada una de las actividades del proyecto u obra.
- Luego del paso anterior arrojar el costo de cada actividad, realizando la sumatoria de los costos que pertenecen a los recursos.
- Elabora el presupuesto de costos directos del proyecto sumando los costos de todas las actividades que hacen parte del proyecto.

### **2.13.5. Planeamiento y cronograma**

Mediante la planeación del proyecto se determina el curso de acción para que un proyecto cumpla sus etapas y satisfaga de manera acertada los objetivos de calidad, costos, tiempo y rendimiento técnico. Para el desarrollo de la planeación es de vital

importancia tener en cuenta la necesidad del cliente además de la planeación por etapas de los procesos a realizar como: la realización del cronograma de actividades, el plan de aseguramiento de calidad, gestión de compras y contratos, el plan de manejo ambiental y el plan de administración de riesgos.

Un cronograma de obra civil es un gráfico en el cual se establecen actividades a realizar durante la ejecución de la obra estableciendo fechas de inicio y finalización además de las holguras de cada una de las mencionadas. El cronograma se realiza con el fin de lograr un debido proceso de la obra (evitar retrasos durante su ejecución) además de proporcionar el tiempo establecido para lo presupuestado. Los programas más utilizados para realizar los cronogramas de actividades para obras civiles son: Project, primavera y Excel.

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

- Diagrama de barras.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la ruta crítica.
- Red de precedencias
- PERT
- Diagrama de tiempo y espacio.

#### **2.13.5.1. Diagrama de GANTT o diagrama de barras.**

En un desarrollo independiente de sistemas de administración de proyectos, Henry L. Gantt desarrollo un modo de representar gráficamente las actividades a lo largo de una escala de tiempo. El grafico de Gantt cubre las distintas funciones de la programación: asignación de recursos y determinación de la secuencia y cronología. El grafico se confecciona a dos escalas: en la horizontal se mide el tiempo (en horas, días, semanas, etc) en la vertical, se ordenan los elementos que interviene en la programación: maquinas, hombres, tareas, órdenes de trabajo, etc. El grafico establece, de tal forma,

una relación cronológica entre cada elemento productor o tarea. La inclusión simultánea de estos dos últimos aspectos (generalmente se lo hace mediante segmentos trazados en distintos colores o de diferente textura o forma) implica comparar lo programado con lo realizado, es decir controlar lo programado.

El Gantt requiere de tres procesos para la construcción de su diagrama y estos son:

- Listado de actividades.
- Secuencia lógica de actividades.
- Duración de la actividad

$$Duracion = \frac{Volumen}{Rendimiento}$$

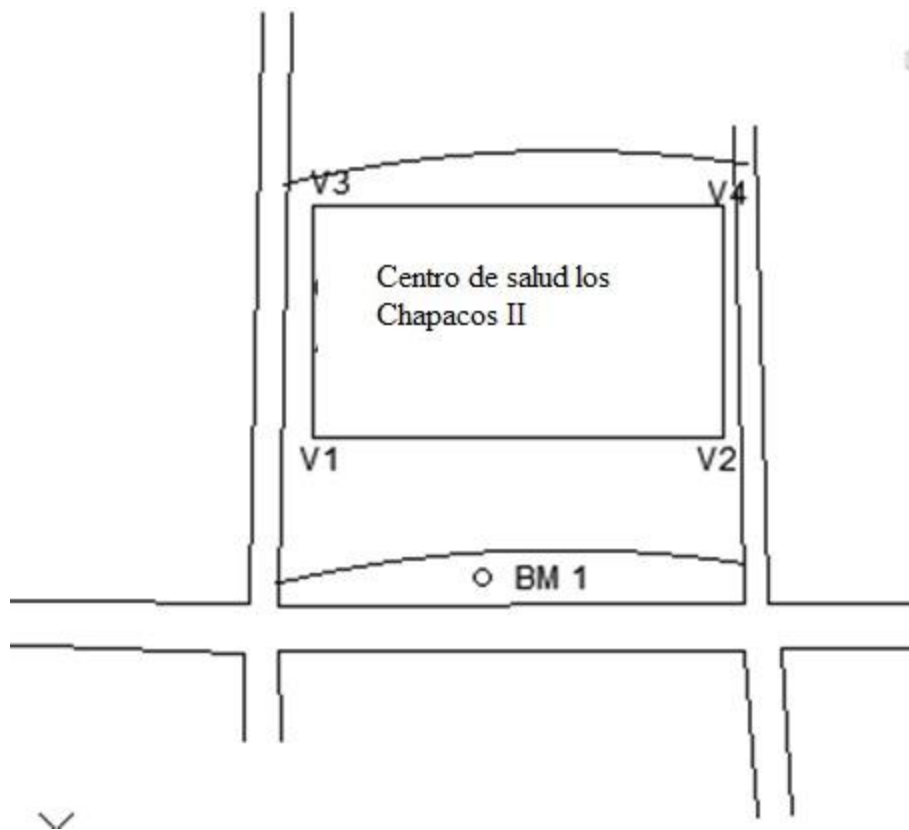
**CAPITULO III**

**INGENIERIA DEL PROYECTO**

### 3.1. Análisis del levantamiento topográfico

La topografía del lugar fue realizada por mi persona y con los ayudantes del gabinete de laboratorio de topografía de la U.A.J.M.S. el centro de salud estará emplazado en una propiedad del Gobierno Autónomo Municipal de Tarija, la cual tiene una superficie plana con desniveles que no son considerables para la ubicación de la obra. (Ver ANEXO 3 para tener referencia de los puntos obtenidos en el campo, ver anexo 4 curvas de nivel y emplazamiento de la estructura, anexo 5 ilustraciones)

#### ILUSTRACIÓN 3.1. Resumen de levantamiento topográfico



Fuente: Elaboración propia

**TABLA 3.1. Coordenadas del centro de salud**

<b>COORDENADAS UTM DEL TERRENO</b>		
<b>PUNTO</b>	<b>COORD. "X"</b>	<b>COORD. "Y"</b>
<b>V1</b>	319725.20	7621289.61
<b>V2</b>	319723.81	7621255.11
<b>V3</b>	319743.64	7621288.25
<b>V4</b>	319742.92	7621255.86

Fuente: Elaboración Propia

Así mismo dentro del levantamiento topográfico se pudo apreciar que gran parte del terreno es plano.

### 3.2. Análisis del Estudio del Suelo

Al igual que la topografía, el estudio de mecánica de suelos del proyecto fue realizado por mi persona gracias a que el laboratorio de suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho pudo facilitarme el material para hacer los respectivos ensayos. (Ver ANEXO 6 procedimiento de S.P.T., anexo 7 ilustraciones)

**TABLA 3.2. Estudio de suelos a 4 metros**

<b>Pozo N°</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>N° Golpes</b>	<b>Resist. Adm. Nat. (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Clasificación del suelo</b>	
				<b>SUCS</b>	<b>AASHTO</b>
1	4,00	15	0,225	SC	A-2-6(0)
2	4,00	14	0,219	SC	A-2-6(0)
3	4,00	15	0,233	SC	A-2-6(0)

Fuente. Elaboración propia



### 3.2.1. Forma de trabajo

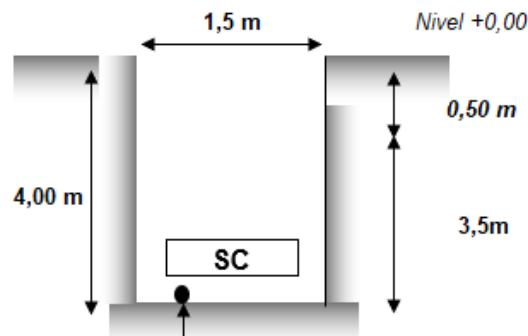
Para el estudio se realizó tres pozos de perforación con una profundidad de 4 metros, su ubicación fue de una forma diagonal en el terreno, la descripción de las mencionadas perforaciones se adjunta al informe respectivo.

Las muestras fueron recuperadas del fondo de cada pozo, además estas fueron clasificadas e identificadas para su posterior análisis de laboratorio.

Correlativamente al sondeo exploratorio se ejecutó el ensayo de penetración dinámica S.P.T. Los cuales son utilizados para la determinación del número de golpes obtenidos al hincar un penetrómetro (cuchara de terzaghi) con un martinete que se deja caer libremente desde una altura normalizada, esta información nos permitirá determinar la capacidad portante de cada tipo de suelo.

Al mismo tiempo realizaron los registros preliminares de campo del sondeo, para su posterior verificación en laboratorio y la confección de los registros de exploración definitivos, los cuales indicaran en detalle las características geotécnicas del suelo estudiado, como ser granulometrías, límites de Atterberg y la clasificación del suelo, después de realizar los ensayos de laboratorio.

#### ILUSTRACIÓN 3.2. Perfil de pozo de estudio



Fuente. Elaboración propia

### 3.2.2. Coordenadas UTM de los pozos de sondeo

**TABLA 3.3. Coordenadas de los pozos**

SPT	COORDENADAS	
1	319715.00 m E	7621262.00 m S
2	319723.30 m E	7621270.27 m S
3	319728.20 m E	7621282.26 m S

**Fuente** Elaboración propia

**ILUSTRACIÓN 3.3. Ubicación de los pozos**



**Fuente:** Software Google Earth

### 3.3. Diseño arquitectónico

El Centro de Salud Ambulatorio LOS CHAPACOS II cuenta con un diseño arquitectónico minimalista, y consta de tres niveles, los cuales cumplen las siguientes

funciones. Planta baja está destinado para los administrativos del Centro de salud y zona de emergencias, Primer Piso lugar en donde se encuentra los consultorios para atención a la población, Segundo Piso o Terraza es un área para la limpieza, la cual se encuentra restringida a personas no autorizadas.

Diseño arquitectónico, planos acotados y fachadas. (Ver ANEXO 8)

### **3.4. Diseño estructural**

#### **3.4.1. Modelo estructural**

El modelo estructural se compone por una estructura porticada con entrepisos de losas alivianada y una loza maciza en la rampa, además de zapatas aisladas. Se seguirá la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

#### **3.4.2. Bases de cálculo**

##### **3.4.2.1. Estructura porticada**

Estará formada por: Vigas, columnas, zapatas aisladas y zapatas arriostradas, losa alivianada con viguetas pretensadas y escaleras. Del estudio de suelos se tiene que la capacidad portante del suelo es de 0,175 N/mm<sup>2</sup>.

##### **3.4.2.2. Resistencia de cálculo**

Se consideró como resistencias de cálculo, o de diseño un hormigón de 25 MPa, con un coeficiente de minoración de 1,50.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ MPa}$$

Donde:

$f_{ck}$ : Resistencia característica del hormigón a compresión

$\gamma_c$ : Coeficiente de minoración

Se consideró como resistencia de cálculo o de diseño del acero AH-500 (500 MPa), dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

Donde:

$f_{yk}$ : Limite elástico característico del acero

$\gamma_s$ : Coeficiente de minoración

#### **3.4.2.3. Columnas**

Las columnas se plantean de secciones rectangulares de hormigón armado. Con secciones que varían desde 25 x 25 cm a 30 x 30cm.

#### **3.4.2.4. Vigas**

Se plantean como vigas peraltadas de secciones rectangulares de hormigón armado con luces de cálculo variables de 2,00 a 5,50 metros. Y secciones de 20x30 cm en planta baja, de 25x45cm en el primer piso, en la terraza de 20x40cm.

De las cuales debemos verificar su diseño a flexión.

#### **3.4.2.5. Fundaciones**

Se plantean como zapatas aisladas centradas cuya profundidad de fundación será de 1,50 m, donde se tomará la resistencia admisible de 0,175 N/mm<sup>2</sup>; ya que pudimos observar que se trata de un suelo de baja consolidación en toda la zona.

### **3.4.2.6. Estructuras complementarias**

#### Escaleras

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

Se verá cual diseño de escalera es el más adecuado dado que considerando la funcionalidad del edificio se debe garantizar un diseño moderno, económico, con seguridad estructural y también debe ser estético por la ubicación que tiene el mismo.

### 3.4.3. Acciones de carga sobre la estructura.

Todas las cargas o acciones adoptadas para la estructura porticada son las que se mencionan a continuación:

#### **3.4.3.1. Acciones permanentes o cargas muertas (D)**

Las cargas consideradas como cargas permanentes son las cargas debidas a su peso propio y se detallan a continuación.

#### **3.4.3.2. Peso propio de los elementos estructurales**

Peso específico del hormigón armado.

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ KN}/m^3$$

#### **3.4.3.3. Acción del viento.**

La carga de viento esta función de la velocidad máxima producida en la zona de estudio, siendo en el proyecto en la localidad de Tarija se tomará en cuenta los datos registrados en esta zona.

**TABLA 3.4. Resumen de cargas actuantes**

Cargas descripción	Valor
Carga muerta	0,92 KN/m <sup>2</sup>
Muro de ladrillo	5 KN/m
<b>Sobre carga</b>	
Para Habitaciones	2 KN/m <sup>2</sup>
Para pasillos	3 KN/m <sup>2</sup>
Acción de viento	30 m/s
Nieve o granizo	0,480 KN/m <sup>2</sup>

**Fuente:** Elaboración Propia<sup>1</sup>

Para más detalle del desglose de las cargas ver Anexo 9

- **CARGA EN CUBIERTA**

Para la cubierta se utilizó policarbonato de 10mm de espesor por las diferentes cualidades que este brinda.

**Características:**

- 200 veces más resistente que el vidrio.
- Capa filtrante de los rayos UV por ambas caras.
- Antivandalismo.
- Aislante acústico.
- Termoformable.
- Resistente T 40 a 140°C.
- Transparente.
- Resistente al impacto.

---

Las cargas actuantes de que se observan en la tabla N°7 fueron extraídas de un cálculo, de bibliografía española y bibliografía boliviana (Ver Anexo 9)

- Liviano y flexible.
- **Radio mínimo de curvatura:**  
Las planchas se pueden moldear a través de doblado en frío o en caliente, o termoformado, hasta conseguir cualquier forma requerida.  
También se pueden trabajar y adaptar con máquinas
- **Transmisión térmica**  
Los valores “U” nos indican que su pérdida de calor es inferior a la del vidrio.
- **Peso:**  
El peso es prácticamente la mitad del peso del vidrio, lo que lo hace muy conveniente en el ahorro de estructura, en la manipulación y en la instalación.

**TABLA 3.5. Especificaciones técnicas cubierta**

Espesor	Radio mínimo curvatura frío (mm)	Transmisión térmica (valor “U”)		Peso	
		P. Compacto W/m2K	Vidrio W/m2K	P. Compacto Kg/m2	Vidrio Kg/m2
2,00 mm	350	5,56	---	2,4	5,0
3,00 mm	525	5,41	5,87	3,6	7,5
4,00 mm	700	5,27	5,82	4,8	10,0
5,00 mm	875	5,13	5,80	6,0	12,5
6,00 mm	1050	5,00	5,77	7,2	15,0
8,00 mm	1400	4,76	5,71	9,6	20,0
10,00 mm	1700	4,55	---	12,0	25,0
12,00 mm	2100	4,35	---	14,4	30,0

**Fuente:** Especificaciones Técnicas Policarbonato DVP; Catalogo DVP pag-15

### **Cálculo de carga actuante en cada viga**

#### **Dato:**

Intereje de viga metálica: 90cm

Espesor Cubierta Policarbonato: 10 mm

Peso por metro cuadrado: 12 Kg/m<sup>2</sup>

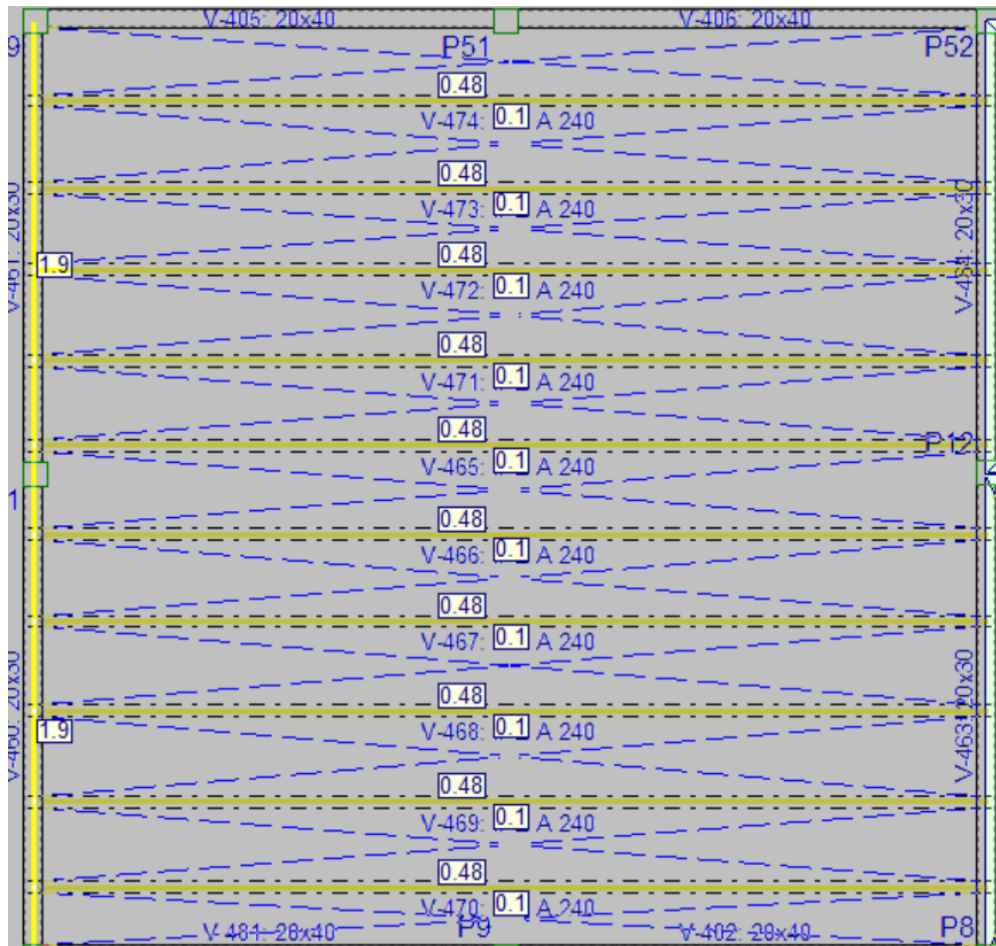
Calculo carga por metro lineal en cada viga:

$$q = Q \cdot e$$

$$q = 12 \cdot 0.9$$

$$q = 10.8 \text{ Kg/m}$$

### ILUSTRACIÓN 3.4. Carga de cubierta de policarbonato



Fuente. Software CypeCad v.17

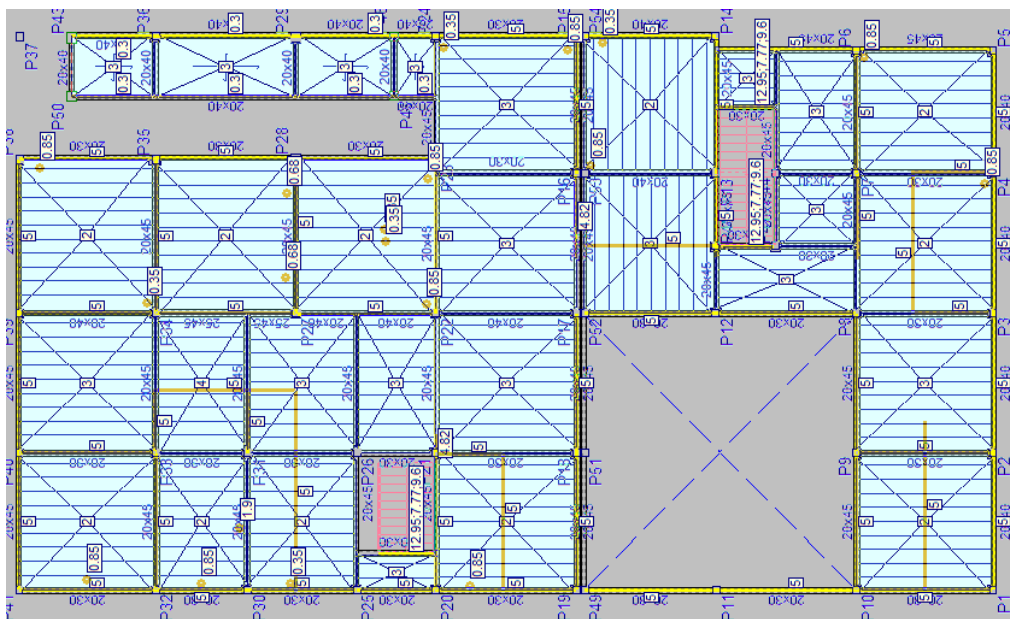
- Hipótesis de cargas consideradas para la estructura aporticada.- Las hipótesis de carga que se usaran para la estructura aporticada son las siguientes:

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

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

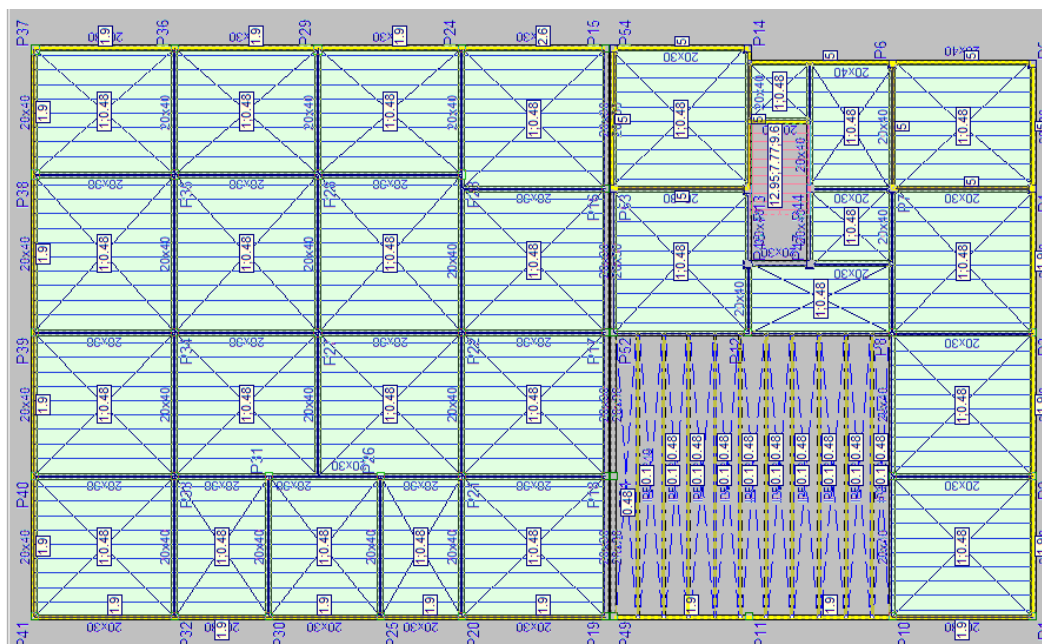


**ILUSTRACIÓN 3.5. Cargas actuantes en el primer piso**



Fuente. Software CypeCad v.17

**ILUSTRACIÓN 3.6. Cargas actuantes terraza**



Fuente. Software CypeCad v.17

### **3.5. Análisis de la estructura**

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

En una barra en tres dimensiones, unida rígidamente, cada extremo tiene seis grados de libertad; tres desplazamientos lineales y tres rotaciones.

Por lo que, se nota claramente que el planteamiento y resolución de un gran número de elementos estructurales, lo que representa un gran número de ecuaciones, resulta engorroso por la dificultad y superabundancia de la estructura.

De lo anterior se hace necesario el uso de programas estructurales para determinar las fuerzas y desplazamientos de toda la estructura en conjunto.

### **3.6. Verificación de los elementos de la estructura**

Se realizará la comprobación de los siguientes elementos estructurales:

- Verificación de la losa alivianada.
- Verificación de una viga.
- Verificación de una columna
- Verificación de una zapata Aislada.
- Verificación de la escalera.

### 3.6.1. Verificación del diseño estructural

Para ello se eligió una losa, viga, columna, escalera y una zapata más solicitada que son las siguientes:

**TABLA 3.6. Elementos más solicitados**

<b>Elemento</b>	<b>Detalle</b>
<b>Losa</b>	N° 32 Primer piso
<b>Viga</b>	Viga 82 Primer piso
<b>Columna</b>	C-34
<b>Zapata</b>	C-34
<b>Escalera</b>	Principal

**Fuente:** Elaboración Propia

#### 3.6.1.1. Verificación de diseño estructural de una losa

##### **Altura de la losa:**

El peralte "H" de losas alivianadas armadas en una dirección, en casos de tener sobrecargas normales, del orden de 3 – 3.5 MPa, pueden dimensionarse tomando en cuenta la luz máxima de las losas. En el caso de luces entre 4 y 5.50 m, se puede usar losas con un  $H = 25\text{cm}$ , altura que toma en cuenta 5 cm de la losa superior y la altura del plastroformo. La altura, en estas condiciones, permite que la losa sea rígida y estable.

### ILUSTRACIÓN 3.7. Dimensiones de losa de viguetas pretensadas

**Forjados de viguetas**

Placas aligeradas


Losas mixtas

Forjados reticulares

Losas macizas

Losas apoyadas en el terreno

Pendiente de definir



Forjado seleccionado: LOSA H=25 PRETENSA

Entrada en la viga: 5 cm

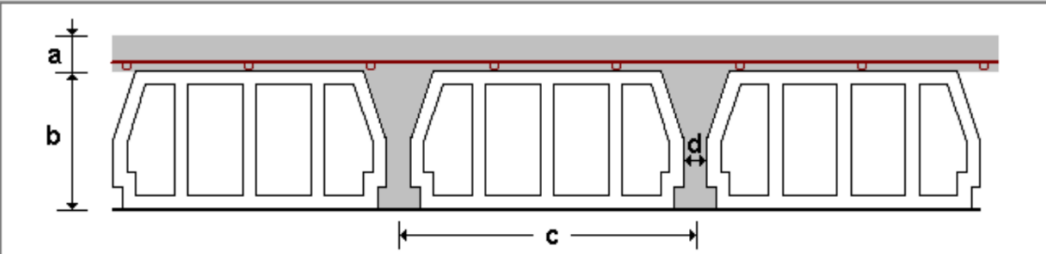
Tipo de vigueta general: Simple

Dirección de las viguetas:  Paralelas a una viga

---

**Geometría**

Espesor capa compresión (a) <input type="text" value="5"/> cm	Ancho del nervio (d) <input type="text" value="10"/> cm
Canto de bovedilla (b) <input type="text" value="20.0"/> cm	Ancho longitudinal <input type="text" value="100"/> cm
Intereje (c) <input type="text" value="50"/> cm	Incremento del ancho del nervio <input type="text" value="0.0"/> cm



---

**Datos para cálculo**

Volumen de hormigón  m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

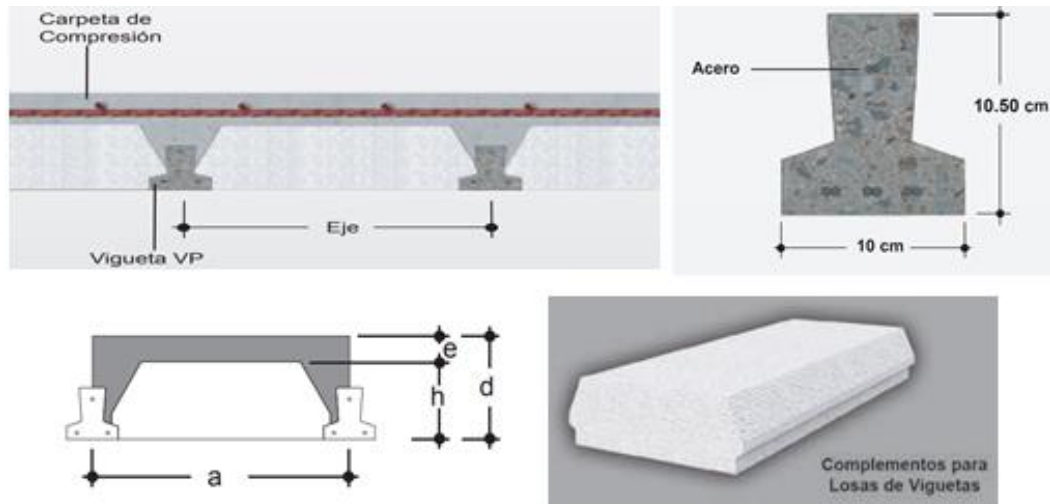
Tipo de bovedilla: De poliestireno Peso superficial: 2.53 kN/m<sup>2</sup>

Comprobación de flecha: Como vigueta pretensada Rigidez fisurada  % rigidez bruta

Fuente: CypeCad v.17

- **Disposición de viguetas:** De acuerdo con la ficha técnica de viguetas PRETENSA, una distancia entre viguetas que permite buena capacidad resistente de las losas es  $D = 50\text{cm}$ .
- **Complemento plastroformo:** Para el presente diseño se utilizará los complementos de plastroformo PRETENSA.

### ILUSTRACIÓN 3.8. Dimensionamiento de losa alivianada



Fuente: Catálogo PRETENSA

- **Análisis de la losa:** La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con bovedilla de plastoforno (U16).

Datos:

$$a = 25 \text{ cm mitad del ancho del complemento}$$

$$h = 20 \text{ cm canto de la bovedilla}$$

La losa de análisis corresponde a la losa 3 del segundo piso con 11 viguetas.

Solución:

**Altura de carpeta de compresión:**

$$h_0 = 3 \text{ cm} \geq \frac{1}{6} a \quad . h_0 \geq \frac{1}{6} 25 = 4.166$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$5 \text{ cm} \geq 4.166 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

### Comprobación de la flecha:

**TABLA 3.7. Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha**

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tramos simplemente apoyados	1/24	1/20	1/18	1/14
Vanos extremos de tramos continuos	1/28	1/24	1/20	1/18
Vanos internos de tramos continuos	1/32	1/28	1/24	1/20
Voladizos	1/16	1/14	1/12	1/10

Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.

Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.

Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.

**Fuente:** Norma Bolivia del Hormigón CBH-87. Tabla N°9.9.10.4.3. b

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{24}$$

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{24} \quad \frac{H}{L} = \frac{0.25}{4.00} \quad \frac{1}{24} = 0.0417$$

$$0.0625 \geq 0.0417 \quad \text{OK CUMPLE}$$

Armadura de reparto:

**TABLA 3.8. Área de la sección de armadura de reparto**

Espesor de la losa de hormigón $h_o$ , en cm	Área de la sección de armadura de reparto $A_s$ , en $\text{cm}^2/\text{m}$ , con acero del tipo			
	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

**Fuente:** Norma Bolivia del Hormigón CBH-87. Tabla N°9.9.10.4.3. b

Para:  $h_o = 5\text{cm}$   $A_s = 0.55 \text{ cm}^2/\text{m}$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6\text{cm})^2 \cdot 5 = 1.41\text{cm}^2$$

$$1.41\text{cm}^2 > 0.55\text{cm}^2$$

$$\phi 6\text{c} / 25\text{cm}$$

Armadura transversal de reparto:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5\text{cm}}{434.783\text{MPa}} = 0.575\text{cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{434.783\text{MPa}} = 0.459\text{cm}^2 / \text{m}$$

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

Refuerzo:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6\text{cm})^2 \cdot 4 = 1.13\text{cm}^2$$

$$1.13\text{cm}^2 > 0.575\text{cm}^2$$

$\varnothing 6 \text{ mm } C/25$  ambas direcciones

Numero de barras

$$Nb = \frac{A_s}{A_{barra}} = \frac{0,580}{0,281} = 2,10 \text{ barras}$$

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

**Cargas actuantes en la losa:**

- Carga muerta (CM)= 0,920 KN/m<sup>2</sup>
- Carga viva (CV) = 2 KN/m<sup>2</sup>

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

Se genera una hipótesis de carga la más desfavorable

$$\text{Hipotesis} = 1,60 \cdot \text{CM} + 1,60 \cdot \text{CV}$$

$$CM = 0,920 \text{ KN/m}^2$$

$$CM = 3.4 \text{ KN/m} = 6.8 \text{ KN} \text{ (x=2.5)}$$

$$CV = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4.672 \text{ N/m}^2$$

Se utilizó un intereseje de 0.50 m entre cada vigueta, por lo tanto

$$q = Q * s$$

$$q = 4,672 \cdot 0,500 = 2,336 \text{ KN/m}$$

Momento flector

$$M_f = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

$$M_f = \frac{2,336 \cdot 5,00^2}{8} + \frac{6.8 \cdot 5,00}{4} = 15.8 \text{ KN} \cdot m$$

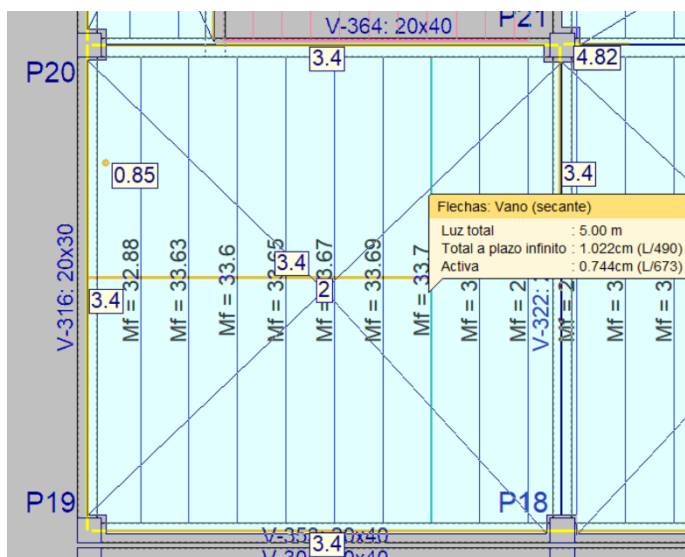
COMPARACION:

Momento flector calculo manual = 1580 Kg · m

Momento flector CYPECAD = 1686 Kg · m

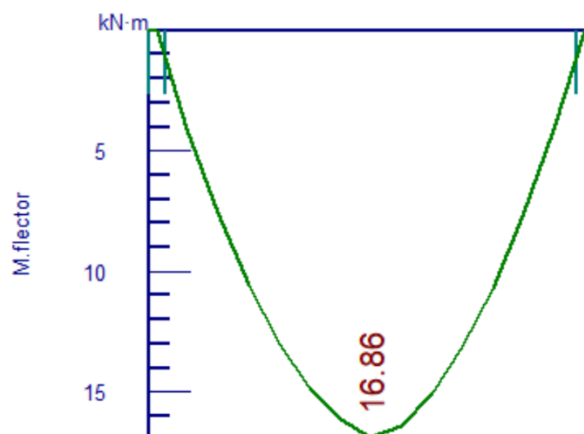


### ILUSTRACIÓN 3.9. Flecha en viguetas



**Fuente:** Cypecad-Resultados-Flechas en Viguetas

### ILUSTRACIÓN 3.10. Momento en vigueta

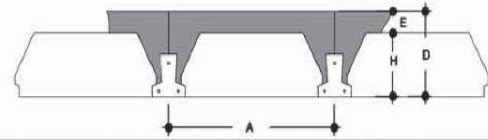


**Fuente:** Cypecad v.17

De la **ilustración** podemos obtener el dato del máximo momento solicitado que es de 3370 kg · m. El mismo debe ser comparado con el momento admisible de la vigueta, dato disponible en el catálogo de Pretensa:

### ILUSTRACIÓN 3.11. Momentos flectores admisibles para complementos de EPS

Momentos flectores admisibles para complementos de EPS  
Losas Aliviadas PRETENSA



EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPORES			PESO PROPIO kg/m <sup>2</sup>	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGON m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTANDAR MOMENTOS ADMISIBLES							
		H cm	E cm	D cm		VIGUETAS ml/m <sup>2</sup>	EPS piezas/m <sup>2</sup>		Tipo 1 kgm/m	Tipo 2 kgm/m	Tipo 3 kgm/m	Tipo 4 kgm/m	Tipo 5 kgm/m	Tipo 6 kgm/m	Tipo 7 kgm/m	Tipo 8 kgm/m
40	PB 10/100/34	10	5	15	176	2.50	2.50	0.057	639	927	1,032	1,286	1,532	1,853	1,986	2,446
50	PB 10/100/44				166	2.00	2.00	0.056	512	743	827	1,031	1,229	1,487	1,594	1,965
60	PB 10/100/54				158	1.67	1.67	0.055	427	620	690	860	1,026	1,241	1,332	1,642
40	PB 12/100/34	12	5	17	196	2.50	2.50	0.065	749	1,081	1,201	1,505	1,789	2,158	2,313	2,858
50	PB 12/100/44				181	2.00	2.00	0.062	600	866	962	1,206	1,435	1,731	1,855	2,295
60	PB 12/100/54				171	1.67	1.67	0.060	500	722	803	1,007	1,197	1,445	1,549	1,917
40	PB 15/100/34	15	5	20	210	2.50	2.50	0.071	914	1,311	1,455	1,835	2,175	2,617	2,802	3,478
50	PB 15/100/44				193	2.00	2.00	0.067	732	1,050	1,165	1,470	1,743	1,949	2,247	2,790
60	PB 15/100/54				181	1.67	1.67	0.064	610	875	972	1,226	1,454	1,751	1,875	2,330
40	PB 17/100/34	17	5	22	230	2.50	2.50	0.079	1,025	1,464	1,624	2,054	2,431	2,922	3,128	3,890
50	PB 17/100/44				208	2.00	2.00	0.073	820	1,173	1,300	1,646	1,948	2,343	2,508	3,121
60	PB 17/100/54				194	1.67	1.67	0.069	684	978	1,085	1,373	1,626	1,955	2,093	2,605
40	PB 20/100/34	20	5	25	263	2.50	2.50	0.093	1,190	1,694	1,878	2,384	2,817	3,381	3,617	4,509
50	PB 20/100/44				235	2.00	2.00	0.084	952	1,357	1,503	1,909	2,257	2,709	2,899	3,616
60	PB 20/100/54				223	1.67	1.67	0.080	777	1,124	1,238	1,628	1,955	2,384	2,554	3,168
40	PB 22/100/34	22	5	28	289	2.50	2.50	0.103	1,300	1,848	2,047	2,603	3,074	3,687	3,943	4,922
50	PB 22/100/44				255	2.00	2.00	0.093	1,047	1,428	1,578	2,006	2,463	2,954	3,168	3,946
60	PB 22/100/54				234	1.67	1.67	0.086	867	1,233	1,366	1,739	2,054	2,464	2,636	3,293
40	PB 25/100/34	25	5	30	306	2.50	2.50	0.111	1,465	2,078	2,300	2,933	3,459	4,145	4,432	5,541
50	PB 25/100/44				270	2.00	2.00	0.098	1,173	1,663	1,842	2,349	2,771	3,321	3,551	4,442
60	PB 25/100/54				246	1.67	1.67	0.090	978	1,387	1,536	1,958	2,311	2,770	2,962	3,706

Fuente: Catálogo PRETENSA.

Finalmente, tendremos que:

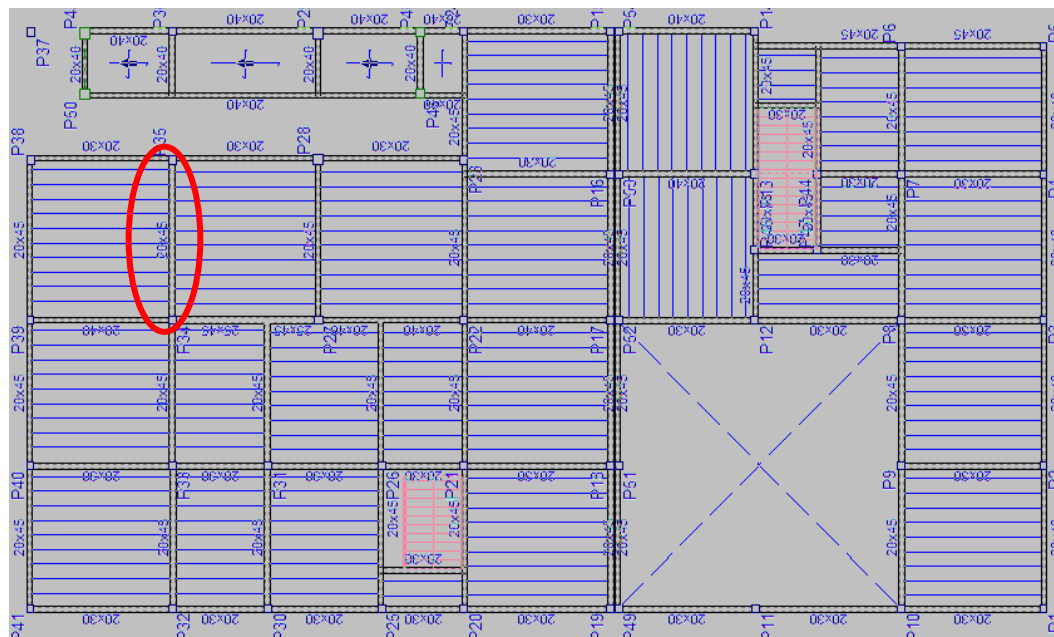
$$M_{solicitada} < M_{admisible}$$

$$3370 \text{ Kg} \cdot \text{m}/\text{m} < 3551 \text{ Kg} \cdot \text{m}/\text{m} \quad \text{¡Cumple!}$$

#### 3.6.1.2. Verificación Vigas.

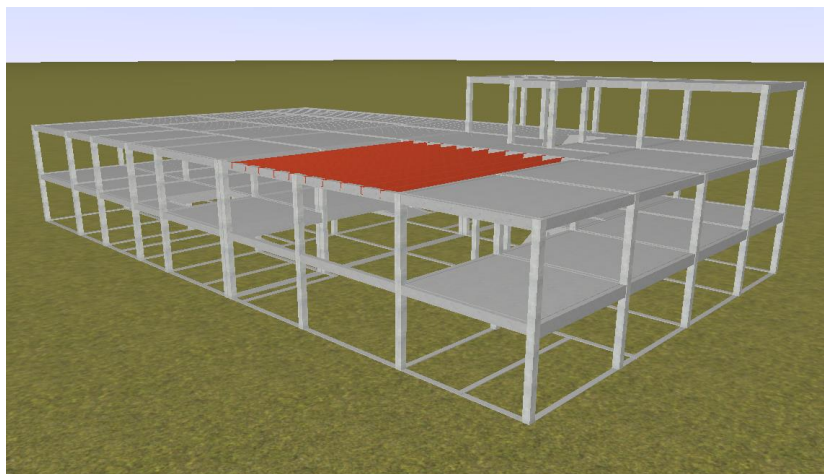
Para la comprobación se eligió la viga N°84, por ser uno de los elementos más solicitados. Estos elementos estructurales se encuentran en la primera planta, como se lo puede observar en la siguiente figura.

**ILUSTRACIÓN 3.12. Identificando a la viga más solicitada**



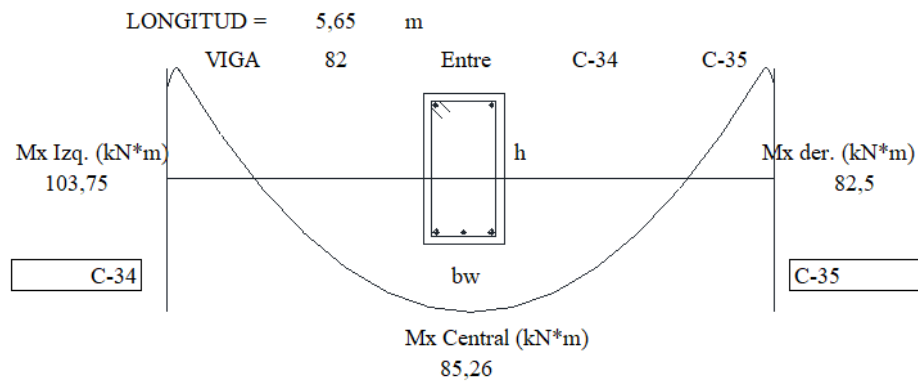
**Fuente:** Software Cypecad v.17

**ILUSTRACIÓN 3.13. Estructura en 3D**



**Fuente** Software CypeCad v.17

### ILUSTRACIÓN 3.14. Diagrama de momentos



Fuente Elaboración propia

#### Armadura Positiva

##### Datos:

Momento mayorado (Md): 85,26 KN · m

Peralte de la sección (h): 0,40 m

Ancho de la sección (bw): 0,20 m

Peralte efectivo (d): 0,359 m

Recubrimiento ( $r_{geo}$ ): 0,025 m

Diámetro estribo ( $\Phi_{estribo}$ ): 6 mm

Diámetro armadura long: 16 mm

Recubrimiento ( $r_{mec}$ ): 4,10 cm

Resistencia característica del hormigón ( $f_{ck}$ ): 25 N/mm<sup>2</sup>

Resistencia característica del acero ( $f_{yd}$ ): 500 MPa

Resistencia de cálculo del hormigón ( $f_{cd}$ ): 16,67 MPa

Resistencia de cálculo del acero ( $f_{yd}$ ): 434,78 MPa

### Cálculos:

Momento reducido  $u_d$ :

$$u_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$u_d = \frac{85,26}{0,20 \cdot 0,359^2 \cdot 16,667} = 0,198$$

Cuantía geométrica  $w$ :

$w = 0,224$  Valor obtenido de tablas

Armadura necesaria  $A_s$   $\text{cm}^2$ :

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,224 \cdot 20 \cdot 35,90 \cdot \frac{16,667}{434,783} = 6,174 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima  $A_{s\min}$   $\text{cm}^2$ :

$$A_{s\min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

$w_{\min} = 0,0028$  Valor obtenido de la tabla 8.1.7.3. de la norma CBH87.

$$A_{s\min} = 0,0028 \cdot 20 \cdot 35,90 = 2,010 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida será  $A_s = 6,174 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar  $4\Phi_{16}$   $A_{s\text{ prov}} = 8,04 \text{ cm}^2$

$$A_{s\text{ prov}} > A_s \text{ OK}$$

$$s = \frac{b_w - (N^\circ \text{barras}_{\theta 16}) \cdot \theta - 2 \cdot r_g - 2 \cdot \theta_{est}}{N^\circ \text{barras} - 1}$$

s = 2,5 cm separaciones entre eje

Diámetro de agregado grueso: 3/4" = 19 mm

S > 19 mm Cumple

### Armadura negativa Izquierda C-34

#### Datos:

Momento mayorado (Md): 103,75 KN · m

Peralte de la sección (h): 0,40 m

Ancho de la sección (bw): 0,20 m

Peralte efectivo (d): 0,359 m

#### Cálculos:

Momento reducido ud:

$$u_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$u_d = \frac{103,75}{0,20 \cdot 0,359^2 \cdot 16,667} = 0,242$$

Cuantía geométrica w:

w = 0,283 Valor obtenido de tablas

Armadura necesaria  $A_s$  cm<sup>2</sup>:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,283 \cdot 20 \cdot 35,90 \cdot \frac{16,667}{434,783} = 7,78 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima  $A_{S_{min}}$   $cm^2$ :

$$A_{S_{min}} = w_{min} \cdot b_w \cdot h$$

$w_{min} = 0,0028$  Valor obtenido de la tabla 8.1.7.3. de la norma CBH87.

$$A_{S_{min}} = 0,0028 \cdot 20 \cdot 35,90 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida será  $A_s = 7,78 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar  $4\Phi_{16}$   $A_{s_{prov}} = 8,04 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{prov}} > A_s \text{ OK}$$

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ}barras_{\theta_{16}}) \cdot \theta - 2 \cdot r_g - 2 \cdot \theta_{est}}{N^{\circ}barras - 1}$$

$$s = 2,5 \text{ cm}$$

Diámetro de agregado grueso:  $3/4'' = 19 \text{ mm}$

$S > 19 \text{ mm}$  Cumple

### **Armadura negativa Derecha C-35**

#### **Datos:**

Momento mayorado (Md):  $82,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Peralte de la sección (h):  $0,40 \text{ m}$

Ancho de la sección (bw):  $0,20 \text{ m}$

Peralte efectivo (d):  $0,359 \text{ m}$

**Cálculos:**

Momento reducido  $u_d$ :

$$u_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$u_d = \frac{82,5}{0,20 \cdot 0,359^2 \cdot 16,667} = 0,192$$

Cuantía geométrica  $w$ :

$w = 0,216$  Valor obtenido de tablas

Armadura necesaria  $A_s$   $\text{cm}^2$ :

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,216 \cdot 20 \cdot 40,70 \cdot \frac{16,667}{434,783} = 5,94 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima  $A_{s\min}$   $\text{cm}^2$ :

$$A_{s\min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

$w_{\min} = 0,0028$  Valor obtenido de la tabla 8.1.7.3. de la norma CBH87.

$$A_{s\min} = 0,0028 \cdot 20 \cdot 35,90 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida será  $A_s = 5,94 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar  $2\Phi_{16} + 2\Phi_{12}$

$$A_{s\text{ prov}} = 6,281 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ prov}} > A_s \text{ OK}$$



$$s = \frac{b_w - (N^\circ \text{barras}_{\theta 16}) \cdot \theta - 2 \cdot r_g - 2 \cdot \theta_{est}}{N^\circ \text{barras} - 1}$$

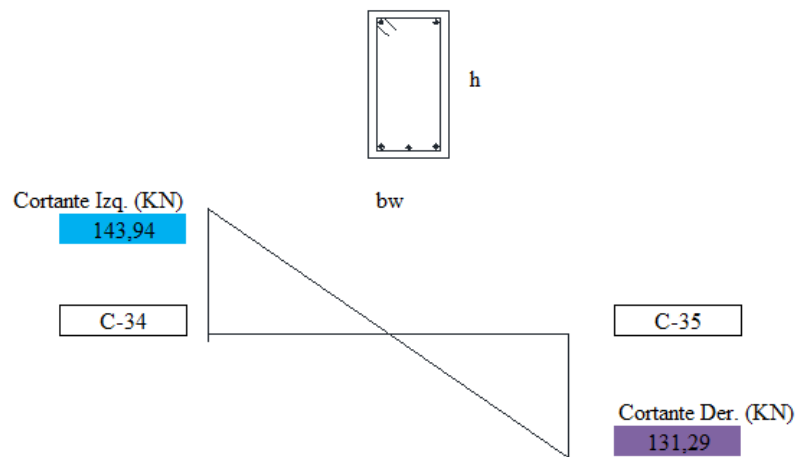
$$s = 4,500 \text{ cm}$$

Diámetro de agregado grueso:  $3/4'' = 19 \text{ mm}$

$S > 19 \text{ mm}$  Cumple

### Verificación a corte

#### ILUSTRACIÓN 3.15. Diagrama de cortantes en viga N°82



**Fuente.** Elaboración propia

Armadura transversal Izquierda C-34

#### Datos:

Cortante mayorado de cálculo ( $V_d$ ): 143.94 KN

Cortante de diseño:  $V_{d_{0.45d}} = 136.13 \text{ kN}$

Peralte de la sección (h): 0,40 m

Ancho de la sección (bw): 0,20 m

Peralte efectivo (d): 35,90 cm

### Cálculos:

Resistencia a cortante del hormigón ( $f_{vd}$  KN/m<sup>2</sup>)

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \quad f_{vd} = 0,5 * \sqrt{16.667}$$

$$f_{vd} = 0.646 \text{ MPa} = 646 \text{ KN/m}^2$$

Cortante resistida por el hormigón ( $V_{cu}$  KN)

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 646 \cdot 0,20 \cdot 0,359 = 46.35 \text{ KN}$$

$$V_d > V_{cu}$$

136,13 > 46,35 Necesita armadura transversal

Cortante resistida por el acero ( $V_{su}$  KN)

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

$$V_{su} = 136,13 - 46,35 = 89,78 \text{ KN}$$

Armadura transversal ( $A_{st}$  cm<sup>2</sup>/m)

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{st} = \frac{89,78 \cdot 100}{0,90 \cdot 0,359 \cdot 420} = 6.616 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal mínima ( $A_{stmin}$  cm<sup>2</sup>/m)

$$A_{stmin} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{stmin} = 0,02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{16,667}{420} = 1,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptando un diámetro de  $\Phi 8$  mm

Área de la barra  $\text{cm}^2$

$$A_{s\Phi 8} = \frac{\Phi^2}{10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2$$

$$A_{s\Phi 8} = \frac{8^2}{10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Numero de barras 7

Armadura de las barras

$$A_{st} = N_b \cdot A_{s\Phi}$$

$$A_{st} = 7 \cdot 1,01 = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Distribución de las barras  $S = 15$  cm

Distribución Final  $\Phi 8\text{mm C-15}$

### **Armadura Transversal a la derecha**

#### **Datos:**

Cortante mayorado de cálculo (Vd): 131.29 KN

Cortante de diseño:  $V_{d_{0,45d}} = 123.48$  kN

Peralte de la sección (h): 0,40 cm

Ancho de la sección (bw): 0,20 cm

Peralte efectivo (d): 0,359 cm

#### **Cálculos:**

Resistencia a cortante del hormigón ( $f_{vd}$   $\text{KN}/\text{m}^2$ )

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \quad f_{vd} = 0,5 * \sqrt{16.667}$$

$$f_{vd} = 0.646 \text{ MPa} = 646 \text{ KN}/\text{m}^2$$

Cortante resistida por el hormigón ( $V_{cu}$  KN)

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 646 \cdot 0,20 \cdot 0,359 = 46,35 \text{ KN}$$

$$V_d > V_{cu}$$

123,48 > 46,35 Necesita armadura transversal

Cortante resistida por el acero ( $V_{su}$  KN)

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

$$V_{su} = 123,48 - 46,35 = 77,13 \text{ KN}$$

Armadura transversal ( $A_{st}$  cm<sup>2</sup>/m)

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{st} = \frac{77,13 \cdot 100}{0,90 \cdot 0,359 \cdot 420} = 5,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal mínima ( $A_{stmin}$  cm<sup>2</sup>/m)

$$A_{stmin} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{stmin} = 0,02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{16,67}{420} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptando un diámetro de  $\Phi 8$  mm

Área de la barra cm<sup>2</sup>

$$A_{s\phi 8} = \frac{\phi^2}{10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2$$

$$A_{s\phi 8} = \frac{8^2}{10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Numero de barras 7

Armadura de las barras

$$A_{st} = N_b \cdot A_{s\phi}$$

$$A_{st} = 7 \cdot 1,01 = 6,70 \text{ cm}^2/m$$

Distribución de las barras S= 15 cm

Distribución Final  $\Phi 8$ mm C-15

### Tramo central

Armadura transversal mínima ( $A_{stmin}$  cm<sup>2</sup>/m)

$$A_{stmin} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{stmin} = 0,02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{16,667}{420} = 1,58 \text{ cm}^2/m$$

Adoptando un diámetro de  $\Phi 6$  mm

Área de la barra cm<sup>2</sup>

$$A_{s\phi 6} = \frac{\phi^2}{10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2$$

$$A_{s\phi 6} = \frac{6^2}{10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Numero de barras 5

Armadura de las barras

$$A_{st} = N_b \cdot A_{s\phi}$$

$$A_{st} = 5 \cdot 0,57 = 2,83 \text{ cm}^2/m$$

Distribución de las barras S= 20cm

Distribución Final  $\Phi 6$ mm C-20

### Longitud de anclaje

$$l_{bl} = m\theta^2 \geq \frac{f_{yk}}{20}\theta \geq 15cm$$

Donde:

$\theta$  = diámetro de la barra (cm)

$m$  = coeficiente numérico, con valores indicados en la tabla 9, función del tipo de acero

$f_{yk}$  = Limite elástico garantizado

**TABLA 3.9. Valores del coeficiente "m"**

Hormigón	m		
	AH 400	AH 500	AH 600
H 15	18		
H 17,5	16	21	
H 20	14	19	23
H 25	12	15	19
H 30	10	13	17
H 35	9	12	16
H 40	8	11	15
H 50	7	10	14

**Fuente.** Norma boliviana CBH-87

$$l_{bl} = m\theta^2 = 15 \cdot 1,60^2 = 38,4 cm$$

$$l_{bl} = \frac{f_{yk}}{20}\theta = \frac{500}{20} \cdot 1,60 = 40 cm$$

$$l_{bl} = 15cm$$

Se trabaja con el mayor de estos que será de 40 cm

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

$$l_{neta} = 0,70lb \geq 10 \cdot \theta \geq 15 cm$$

$$l_{neta} = 0,70lb = 0,70 \cdot 40 = 28 cm$$

$$l_{neta} = 10 \cdot \theta = 10 \cdot 1,60 = 16 cm$$

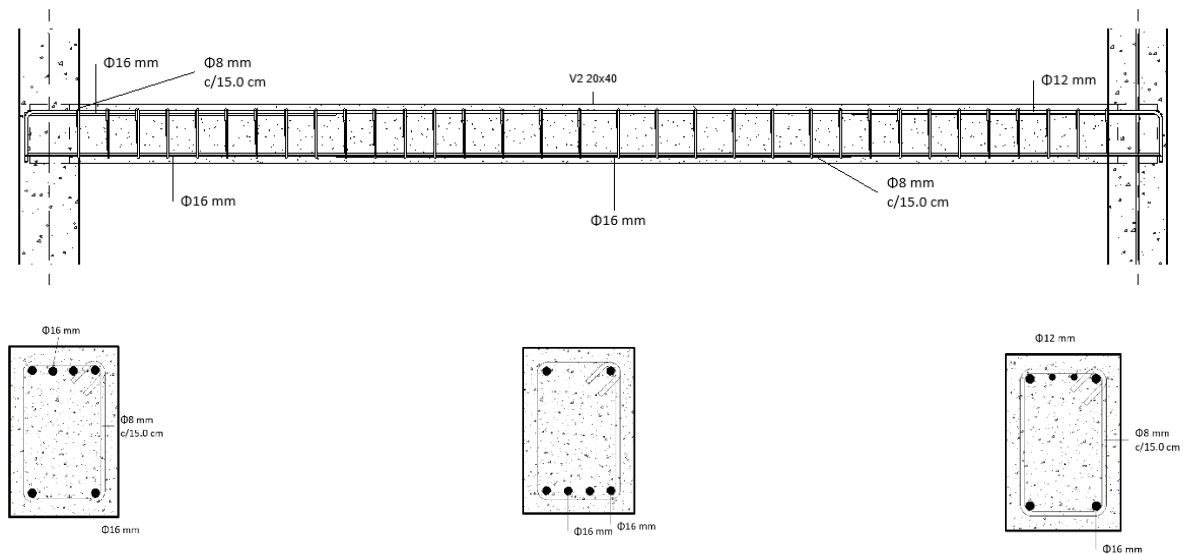
$$l_{neta} = 15 \text{ cm}$$

Trabajando con una longitud de anclaje de 28 cm

### Armaduras adoptadas

Armadura longitudinal inferior	4 $\Phi$ 16
Armadura longitudinal superior izquierda	4 $\Phi$ 16
Armadura longitudinal superior derecha	2 $\Phi$ 16 + 2 $\Phi$ 12
Armadura transversal derecha	$\Phi$ 8 c/15
Armadura transversal central	$\Phi$ 6 c/20
Armadura transversal izquierda	$\Phi$ 8 c/15

**ILUSTRACIÓN 3.16. Armado de viga solicitada**



**Fuente.** Elaboración propia

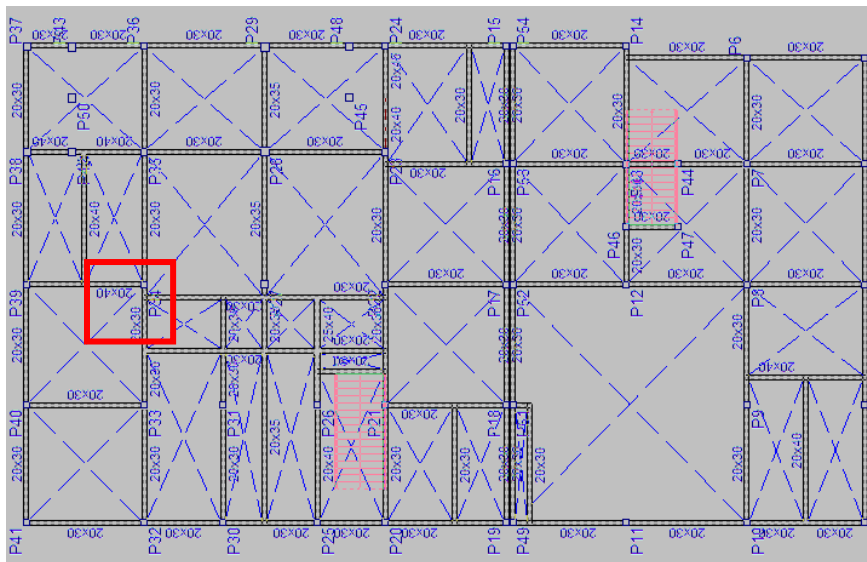
➤ **Comentarios y conclusiones de los resultados:**

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la viga, son muy similares a los del programa CYPECAD, el mismo que dio como resultado lo siguiente:

**3.6.1.3. Verificación columna**

Las columnas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección rectangulares. La columna que se verificará será la C34 en su primer tramo comprendido entre la planta baja y el primer piso.

**ILUSTRACIÓN 3.17. Ubicación columna más solicitada**



**Fuente.** Software Cype Cad

**Datos.**

Esfuerzo normal de cálculo mayorada (Nd): 564,8 KN

Momentos flectores calculo en X (Mxd): 11,30 KN · m

Momentos flectores de cálculo en Y (Myd): 1,99 KN · m

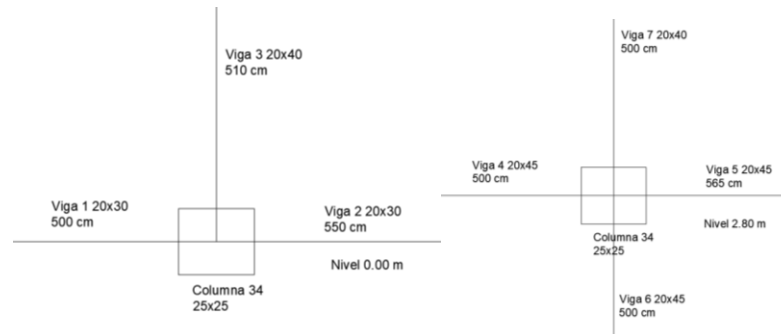


Canto paralelo al eje X (hx): 0,30 m

Canto paralelo al Y (hy): 0,30 m

### Cálculo de la esbeltez geométrica

**ILUSTRACIÓN 3.18. Esquema de columnas**



Fuente. Elaboración propia

Inercias

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} \quad I_y = \frac{h * b^3}{12}$$

**TABLA 3.10. Inercias de vigas y columnas**

Elemento	Longitud cm	b cm	h cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>
Columna 1	280	30	30	67500	67500
Columna 2	150	30	30	67500	67500
Viga 1	500	20	40	106666,67	106666,67
Viga 2	550	20	40	106666,67	106666,67
Viga 3	510	20	40	106666,67	106666,67
Viga 4	500	20	40	106666,67	106666,67
Viga 5	565	20	30	45000	45000
Viga 6	500	20	30	45000	45000
Viga 7	500	20	40	106667,67	106667,67

Fuente. Elaboración propia

Determinación del coeficiente de pandeo:

$$\Psi A = \frac{\Sigma\left(\frac{EI}{l}\right)columnas}{\Sigma\left(\frac{EI}{l}\right)vigas}; \Psi B = \frac{\Sigma\left(\frac{EI}{l}\right)columnas}{\Sigma\left(\frac{EI}{l}\right)vigas}$$

En A:

$$\Psi Ax = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{l_{v3}}}$$

$$\Psi Ax = \frac{\frac{67500}{280} + \frac{67500}{150}}{\frac{106666,67}{560} + \frac{106666,67}{550} + \frac{26667}{500} + \frac{26667}{500}} = 1,358$$

$$\Psi Ay = \frac{\frac{67500}{280} + \frac{67500}{280}}{\frac{26666,67}{560} + \frac{26666,67}{550} + \frac{106666,67}{500} + \frac{6106666,67}{500}} = 1.536$$

En B

$$\Psi Bx = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vy8}}{l_{v8}}}$$

$$\Psi Bx = \frac{\frac{67500}{280} + \frac{67500}{150}}{\frac{45000}{550} + \frac{45000}{500} + \frac{26666,67}{513}} = 3.087$$

$$\Psi By = \frac{\frac{32.552}{280} + \frac{32.552}{280}}{\frac{20000}{550} + \frac{20000}{500} + \frac{106666,67}{513}} = 2.431$$

Con los datos obtenidos se ingresa a un monograma de pórticos intraslacionales, se trabaja con dicho monograma debido a que nuestra estructura no cuenta con muros de carga.

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,40(\Psi_{AX} + \Psi_{BX}) + 3 \cdot \Psi_{AX} \cdot \Psi_{BX}}{1,28 + 2(\Psi_{AX} + \Psi_{BX}) + 3 \cdot \Psi_{AX} \cdot \Psi_{BX}} = 0,822$$

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,40(\Psi_{AY} + \Psi_{BY}) + 3 \cdot \Psi_{AY} \cdot \Psi_{BY}}{1,28 + 2(\Psi_{AY} + \Psi_{BY}) + 3 \cdot \Psi_{AY} \cdot \Psi_{BY}} = 0,887$$

Longitud de pandeo

$$L_p = l_c \cdot \alpha$$

$$L_{px} = 2,80 \cdot 0,887 = 2,301m$$

$$L_{py} = l_c \cdot \alpha$$

$$L_{py} = 2,80 \cdot 0,887 = 2,482 m$$

**Cálculo de esbeltez geométrica:**

$$\lambda_{gx} = \frac{l_{px}}{i} \qquad \lambda_{gy} = \frac{l_{py}}{i}$$

$$\lambda_{gx} = \frac{l_{px}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \qquad \lambda_{gy} = \frac{l_{py}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}}$$

$$\lambda_{gx} = \frac{2.301}{\sqrt{\frac{67500}{30 \cdot 30}}} \qquad \lambda_{gy} = \frac{2.482}{\sqrt{\frac{67500}{30 \cdot 30}}}$$

$$\lambda_{gx} = 26.57 \qquad \lambda_{gy} = 28.66$$

Como los valores obtenidos se encuentra en el intervalo ( $\lambda < 35$ ). Se trata de una columna corta ya que la esbeltez es menor a 35, es por ello que no será necesario realizar una verificación de pandeo.

**Refuerzo longitudinal**

Capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = 0,9 \cdot f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y$$

$$U_c = 1500 \cdot 0,30 \cdot 0,30 = 1350 KN$$

Axil reducido

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

$$v = \frac{564.79}{1350} = 0,418$$

Momento reducido alrededor del eje X

$$\mu_x = \frac{N_{xd}}{U_c \cdot h_y}$$

$$\mu_x = \frac{564,79 \cdot 4}{1350 \cdot 0,30} = 0,056$$

Momento reducido alrededor del eje Y

$$\mu_y = \frac{N_{yd}}{U_c \cdot h_x}$$

$$\mu_y = \frac{564,79 \cdot 2,35}{1350 \cdot 0,30} = 0,032$$

El mayor de los momentos reducidos será  $\mu_1 = 0,056$  y el menor de los momentos reducidos será  $\mu_2 = 0,032$

El mayor de los momentos será  **$\mu_1$** , y el menor  **$\mu_2$** , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica w: El Abaco se encuentra en Anexos 2.

Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para  $v = 0.40$   $w = 0.1$

Para  $v = 0.60$   $w = 0.15$

Interpolando entre estos valores resulta:

Para  $v = 0,418$   $w = 0,105$

**Determinación de la armadura total ( $A_s$ ):**

$$A_{s \text{ total}} = \frac{w_s \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,105 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 16,667}{420} = 3,732 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima ( $A_{s \text{ min}}$ ):**

$$A_{s \text{ min}} = 0,005 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,005 \cdot 30 \cdot 30 = 4,50 \text{ cm}^2$$

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

Se adopta un diámetro de  $\Phi = 16 \text{ mm}$  en las esquinas que tiene un área  $A = 2.01 \text{ cm}^2$  por barra, ocupando un área total de:

$$A_{\Phi 16} = 4 \cdot 2.01 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$8.04 \text{ cm}^2 > 4.50 \text{ cm}^2.$$

Se utilizará  $4\Phi 16\text{mm}$

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

El diámetro del estribo será:

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

Según la primera opción:  $\phi \geq \frac{1}{4} \cdot 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$

---

<sup>2</sup> Verse: "Hormigón Armado". Pedro Jiménez Montoya. 15ª Edición. Página 201.

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

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

$$S \leq \begin{cases} 0,85 \cdot d \\ 30\text{cm} \\ \rightarrow 12 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{cases}$$

Según la primera opción:  $S \leq 22.695 \text{ cm}$

Según la segunda opción:  $S \leq 30 \text{ cm}$

Según la tercera opción:  $S \leq 12 \cdot 1,60 \text{ cm} = 19.2 \text{ cm}$

Se asume  $S = 15\text{cm}$

**Por lo tanto, la armadura del estribo será:**

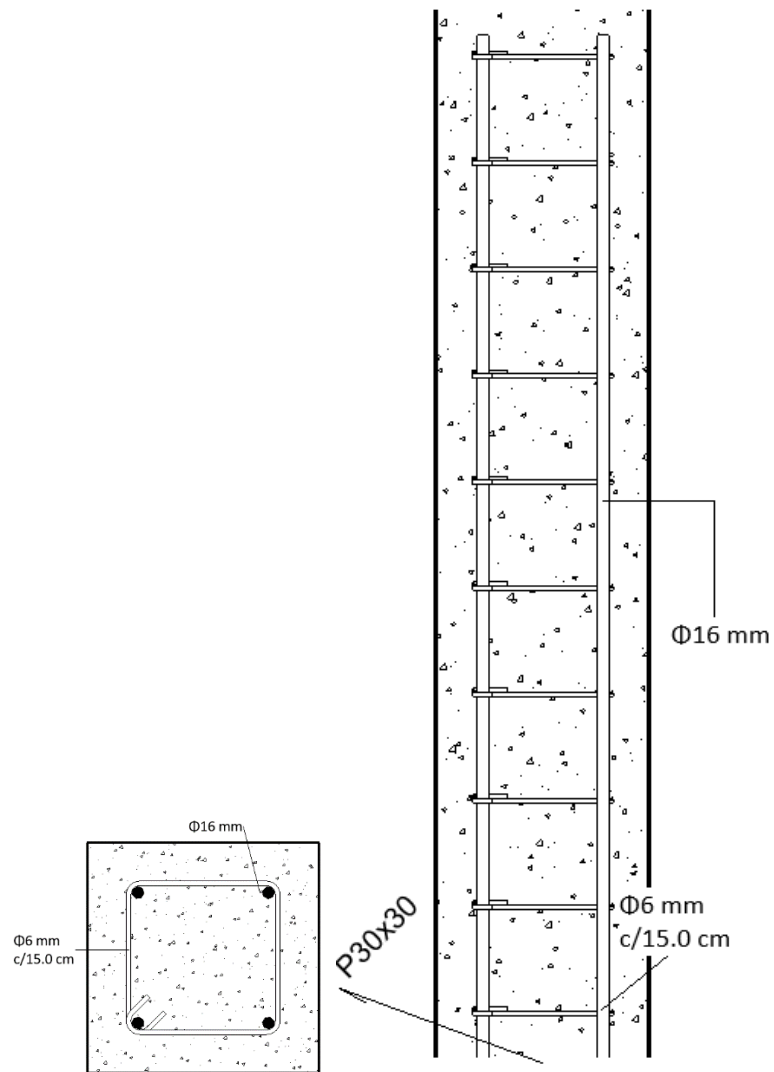
**$\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$**

**TABLA 3.11. Armaduras adoptadas**

Columna N° 34	(cm <sup>2</sup> )	Armadura adoptada esquina	Armadura Cara X	Armadura Cara Y
Armadura longitudinal principal Nivel +2.80 a +5.60m	8.04	4 $\Phi$ 16	-	-
Armadura transversal	Por Norma	$\Phi$ 6 C/15	-	-

**Fuente.** Elaboración propia

**ILUSTRACIÓN 3.19. Armado de columna**

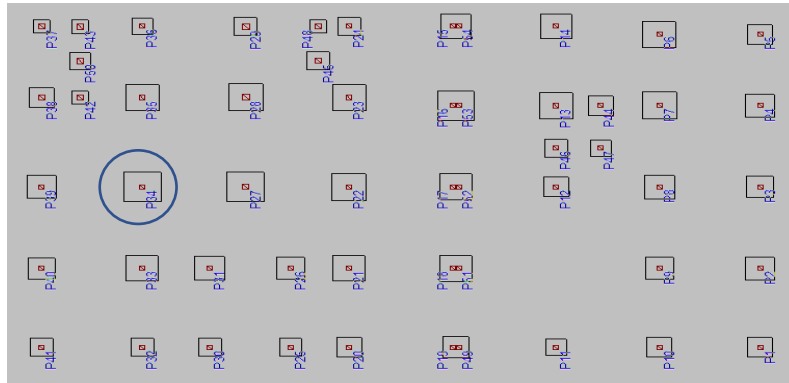


**Fuente.** Elaboración propia

#### **3.6.1.4. Verificación de zapata**

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexión, corte y compresión axial en base a las exigencias de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).

### ILUSTRACIÓN 3.20. Ubicación zapata más solicitada



Fuente. Elaboración propia

#### Se tienen los siguientes datos:

Carga Axial (N):	451,05 KN
Momento en dirección X (Mx):	6.23 KN · m
Momento en dirección Y (My):	13.23 KN · m
Cortante en dirección X (Vx):	-10.39 KN
Cortante en dirección Y (Vy):	15.09 KN
Dimensión de la base de la columna en X (ao):	0,30 m
Dimensión de la base de la columna en Y (bo):	0,30 m
Peso específico del H <sup>o</sup> A <sup>o</sup> (γ <sub>HA</sub> ):	2500 N/m <sup>3</sup>
Recubrimiento geométrico	5 cm
Momento reducido mínimo para acero AH 500 (μ <sub>lim</sub> ):	0,2961
Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500 (w <sub>s min</sub> ):	0,0015



Capacidad portante del suelo de fundación ( $\sigma_{max}$ ): 0,175 N/mm<sup>2</sup>: 175 KN/m<sup>2</sup>

Resistencias de cálculo del hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,50} = \frac{25}{1,50} = 16,667 \text{ N/mm}^2$$

Resistencias de cálculo del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ N/mm}^2$$

#### a) Dimensionamiento

##### Dimensionamiento en planta

Se asumirá que la zapata tiene una sección cuadrada, por tanto

$$a = b \rightarrow A = a^2 = b^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{1,05 \cdot N}{a \cdot b}$$

$$a = \left( \frac{1,05 \cdot (451,05)}{175} \right)^{1/2}$$

$$a = \sqrt{2.480 \text{ m}^2} = 1,58 \text{ m}$$

Redondeando:

$$a = b = 1,70 \text{ m}$$

Presión admisible del terreno

$$\sigma_4 = \sigma_{max} = \frac{N}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b}$$

$$\sigma_4 = \sigma_{max} = \frac{451.05}{1,70 \cdot 1,70} + \frac{6 \cdot 6.23}{1,70 \cdot 1,70^2} + \frac{6 \cdot 13.23}{1,70^2 \cdot 1,70}$$

$$\sigma_4 = 166,81 \text{ KN/m}^2 \text{ ;Cumple!!!!}$$

**Cálculo del canto de la zapata:**

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t}$$

$$k = \frac{4 \cdot 0,645}{1,60 \cdot 0,175}$$

$$k = 9.2$$

El canto de la zapata no debe ser menor que el mayor de los calculados a continuación:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \end{array} \right.$$

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = \sqrt{\frac{0,30 \cdot 0,30}{4} + \frac{1,70 \cdot 1,70}{2 \cdot 9.22 - 1}} - \frac{0,30 + 0,30}{4} \\ d_2 = \frac{2(1,70 - 0,30)}{4 + 9.22} \\ d_3 = \frac{2(1,70 - 0,30)}{4 + 9,22} \end{array} \right.$$

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} d_1 = 28,38 \text{ cm} \\ d_2 = 21,18 \text{ cm} \\ d_2 = 21,18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto, h será calculado de la siguiente manera:

$d = 28,38 \text{ cm}$ , pero según la norma CBH-87 el canto mínimo es 25cm

$r = 5 \text{ cm}$

$\theta = 16 \text{ mm}$

$$h = d + r + \frac{\theta}{2}$$

$$h = 28,38 + 5 + \frac{1,60}{2}$$

$$h = 34,18 \text{ cm} \text{ entonces } H = 35 \text{ cm}$$

#### b) Clasificación de la zapata

$$V = \frac{(a-a_0)}{2}$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 0,35 = 0,70 \text{ m}$$

$$V = \frac{(1,70 - 0,30)}{2}$$

$$V = 0,70 \text{ m}$$

Donde:

**a** = Lado de la base mayor de la zapata

**a<sub>0</sub>** = Lado de la columna.

**h** = Canto total de la zapata

Para saber si es una zapata rígida o flexible se determina si:

$V \leq 2 \cdot h$  se trata de una zapata rígida

$V \geq 2 \cdot h$  se trata de una zapata flexible

$$V \geq 2 \cdot h$$

$70 \text{ cm} \geq 70 \text{ cm}$ , se trata de una zapata Flexible

**c) Cálculo del peso propio de la zapata:**

$$Vol = a \cdot b \cdot h$$

$$Vol = 1,70 \cdot 1,70 \cdot 0,35$$

$$Vol = 1,16 \text{ m}^3$$

Calculando el peso propio con su peso específico

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25.000 \text{ N/m}^3$$

$$PP = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Vol$$

$$PP = 25000 \cdot 1,16$$

$$PP = 28900 \text{ N}$$

Entonces el nuevo peso total será:

$$N'' = N + PP = 413,39 + 28,900 = 442,29 \text{ KN}$$

**Verificación en tensiones admisibles:**

$$M'x = Mx - Vx \cdot h = 6,23 - (-10,39) \cdot 0,40 = 10,386 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M'y = My - Vy \cdot h = 13,23 - (15,09) \cdot 0,40 = 7,194 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**d) Cálculo de los esfuerzos en aristas de la zapata como se muestra a continuación:**

$$\sigma_1 = \frac{N''}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M'_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M'_y}{a^2 \cdot b}$$

$$\sigma_2 = \frac{N''}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M'_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M'_y}{a^2 \cdot b}$$

$$\sigma_3 = \frac{N''}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M'_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M'_y}{a^2 \cdot b}$$

$$\sigma_4 = \frac{N''}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M'_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M'_y}{a^2 \cdot b}$$

$$\sigma_1 = \frac{442,29}{1,70 \cdot 1,70} + \frac{6 \cdot 10,386}{1,70 \cdot 1,70^2} + \frac{6 \cdot 7,194}{1,70^2 \cdot 1,70}$$

$$\sigma_2 = \frac{442,29}{1,70 \cdot 1,70} - \frac{6 \cdot 10,386}{1,70 \cdot 1,70^2} + \frac{6 \cdot 7,194}{1,70^2 \cdot 1,70}$$

$$\sigma_3 = \frac{442,29}{1,70 \cdot 1,70} + \frac{6 \cdot 10,386}{1,70 \cdot 1,70^2} - \frac{6 \cdot 7,194}{1,70^2 \cdot 1,70}$$

$$\sigma_4 = \frac{442,29}{1,70 \cdot 1,70} - \frac{6 \cdot 10,386}{1,70 \cdot 1,70^2} - \frac{6 \cdot 7,194}{1,70^2 \cdot 1,70}$$

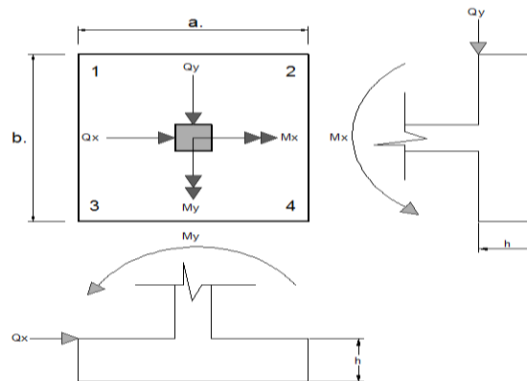
$$\sigma_{min} = \sigma_1 = 131,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 149,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_3 = 156,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_4 = 174,51 \text{ KN/m}^2$$

### e) Determinación de la armadura a flexión



**Dirección X** 
$$l_a = \frac{b-b_0}{2} + 0.15 * b_0 = 0.745$$

**Dirección Y** 
$$l_a = \frac{a-a_0}{2} + 0.15 * a_0 = 0.745$$

- **Esfuerzos de Diseño:** Se determinan los esfuerzos de diseño; cortante y momento en cada dirección de la zapata, a una distancia del 15% de la dimensión de la columna, tomando en cuenta el diagrama con mayores solicitaciones.

- **Esfuerzos en X**

$$X = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = 0.745 \text{ m}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = 131.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_4 = 174,51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_x = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{a} * (a - X) = 155.70 \text{ KN/m}^2$$

Momento: 
$$M_x = \sigma_x * \frac{X^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_x) * \frac{X^2}{3} = 43.242 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$M_{dx} = 1.6 * M_x * b_w = 117.62 \text{ KN} * \text{m}$$

Cortante: 
$$V_x = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_x)}{2} * X = 123.00 \text{ KN/m}$$

$$V_{dx} = 1.6 * V_x * b_w = 334.57 \text{ KN}$$

- **Esfuerzos en Y**

$$Y = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = 0,745 \text{ m}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_2 = 149,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_3 = 156,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_Y = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{a} * (a - Y) = 152,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Momento:} \quad MY = \sigma Y * \frac{Y^2}{2} + (\sigma_m a Y - \sigma Y) * \frac{Y^2}{3} = 42,33 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$MdY = 1.6 * MY * bw = 115,14 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\text{Cortante:} \quad VY = \frac{(\sigma_m a Y + \sigma Y)}{2} * Y = 112,38 \text{ KN/m}$$

$$VdY = 1.6 * VY * bw = 305,69 \text{ KN}$$

### Diseño a Flexión en X

- **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{117,61}{1,70 \cdot 0,342^2 \cdot 16,667}$$

$$\mu_d = 0,034$$

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13,3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu_d = 0,034$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0,036$

- **Determinación de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w \cdot bw \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,036 \cdot 170 \cdot 34,2 \cdot \frac{16,667}{434,783}$$

$$A_s = 8,162 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{min}=0,0018$**

$$A_{s \min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \min} = 0,0018 \cdot 170 \cdot 34,2$$

$$A_{s \min} = 10,47 \text{ cm}^2$$

Como:  $A_s < A_{s \min}$

Se escogerá el área  $A_s = 10,47 \text{ cm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerarán los siguientes diámetros:  $\emptyset 16$  con áreas de:  $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 6\phi 16$$

$$A_{s \phi 16} = 6 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 12,06 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de:  $A_T = 12,06 \text{ cm}^2$

Dónde:

$$12,06 \text{ cm}^2 > 10,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!!.}$$

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras} \Phi_{16}) \cdot \emptyset_{long} - 2 \cdot r_g}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{170 - 6 \cdot 1,60 - 2 \cdot 5}{6 - 1}$$

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

Usar:  $6\Phi 16$  mm, con separaciones entre barras de 30 cm



### Diseño a Flexión en Y

- **Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{115,14}{1,70 \cdot 0,342^2 \cdot 16,667}$$

$$\mu_d = 0,034$$

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13,3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:  $\mu_d = 0,034$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0,036$

- **Determinación de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,036 \cdot 170 \cdot 34,20 \cdot \frac{16,667}{434,783}$$

$$A_s = 8,162 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{\min}=0,0015$**

$$A_{s \min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \min} = 0,0018 \cdot 170 \cdot 34,2$$

$$A_{s \min} = 10,47 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s < A_{s \min}$$

Se escogerá el área  $A_s = 10,47 \text{ cm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerarán los siguientes diámetros:  $\emptyset 16$  con áreas de:  $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 6\phi 16$$

$$A_{s \phi 16} = 6 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 12,06 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de:  $A_T = 12,06 \text{ cm}^2$

Dónde:

$$12,06 \text{ cm}^2 > 10,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!!.}$$

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras} \Phi_{16}) \cdot \emptyset_{long} - 2 \cdot r_g - 2\theta_{ext}}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{170 - 6 \cdot 1,60 - 2 \cdot 5}{6 - 1}$$

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

Usar: 6 $\Phi$ 16 mm, con separaciones entre barras de 30 cm

**f) Verificación a la Adherencia**

• **En Dirección X**

$$\tau_x = \frac{Vd}{0,90 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \emptyset} \leq \tau_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_c d^2}$$

$$\tau_x = \frac{334,57}{0,90 \cdot 0,342 \cdot 6 \cdot \pi \cdot 0,016} = 3604,06 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{bd} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{250^2}{1,50}} = 69,34 \frac{Kg}{cm^2} = 6933,61 \frac{KN}{m^2}$$

entonces:  $\tau_{bd} > \tau_x$  Cumple!!!!

- **En dirección Y**

$$\tau_y = \frac{Vd}{0,90 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \theta} \leq \tau_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{fcd^2}$$

$$\tau_y = \frac{305,69}{0,90 \cdot 0,342 \cdot 6 \cdot \pi \cdot 0,016} = 3292,98 \frac{KN}{m^2}$$

$$\tau_{bd} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{250^2}{1,50}} = 69,33 \frac{Kg}{cm^2} = 6933,62 \frac{KN}{m^2}$$

entonces:  $\tau_{bd} > \tau_y$

Ok cumple!!!!

**g) Verificación al vuelco**

**h)**

**En el eje x**  $\gamma_{Va} = \frac{(N+P.P) \cdot a}{2 \cdot M_y} > 1,50$

$$\frac{(442,29) \cdot 1,70}{2 \cdot 7,194} > 1,50$$

Por norma debe cumplir:

$$52,26 > 1,50 \text{ **Cumple**}$$

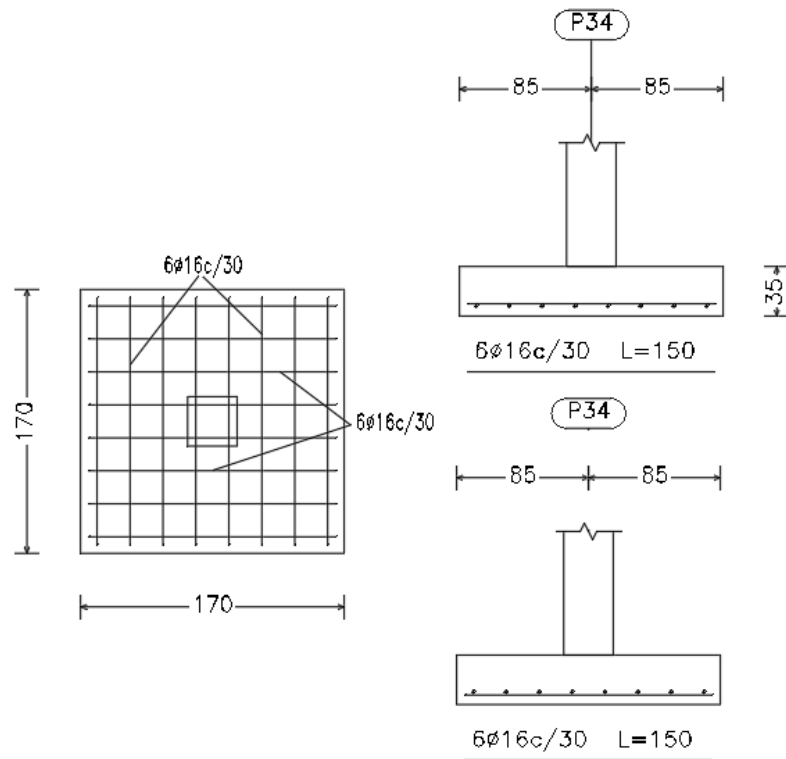
**En el eje y**  $\gamma_{Vb} = \frac{(N+P.P) \cdot b}{2 \cdot M_x} > 1,50$

$$\frac{(442,29) \cdot 1,70}{2 \cdot 10,386} > 1,50$$

Por norma debe cumplir:

$$36,20 > 1,50 \quad \text{Cumple}$$

### ILUSTRACIÓN 3.21. Armado de zapata

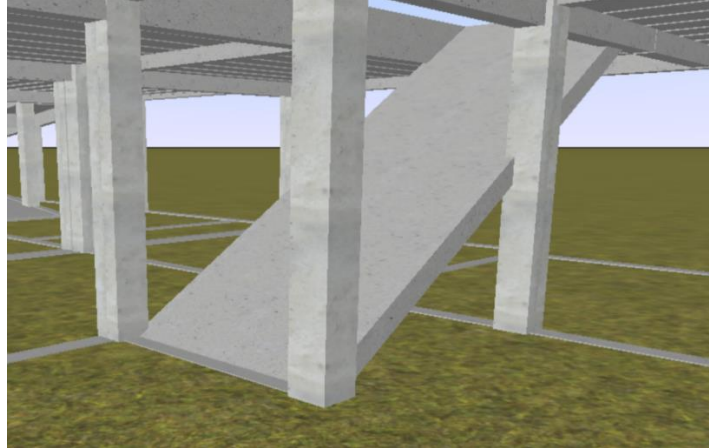


Fuente. Software Cypecad v.17

Zapata N° 34	Armadura adoptada
Armadura en dirección de x	6Φ16 C/30
Armadura en dirección de y	6Φ16 C/30

### 3.6.1.5. Verificación escalera recta

#### ILUSTRACIÓN 3.22. Escalera Recta



**Fuente:** Elaboración software Cypecad

#### Datos:

Longitud horizontal rampa ( $L_1$ ):	4,80 m
Ancho de rampa ( $a$ ):	2 m
Espesor de losa ( $t$ ):	0,19 m
Huella ( $h$ ):	0,30 m
Contrahuella ( $ch$ ):	0,175 m
Altura a salvar ( $Z$ ):	2,80 m
Numero de peldaños ( $N$ ):	16
Recubrimiento ( $r_{geo}$ ):	0,03 m
Recubrimiento ( $r_{mec}$ ):	0,04 m

### Análisis de carga

Carga muerta

Peso debido a los peldaños

Volumen peldaños

$$Vp = h \cdot ch \cdot a$$

$$Vp = 0,30 \cdot 0,175 \cdot 2 = 0,053 \text{ m}^3$$

Peso peldaños

$$P.p. = Vp \cdot N \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$P.p. = 0,053 \cdot 16 \cdot 24.525 = 20.797,200 \text{ N}$$

Área losa rampa

$$A = L_1 \cdot a$$

$$A = 4,80 \cdot 2 = 9,60 \text{ m}^2$$

Carga peldaños  $q_{pel}$

$$q_{pel} = \frac{P.p.}{A}$$

$$q_{pel} = \frac{20.797,200}{9,60} = 2.166,375 \text{ N/m}^2$$

Carga debido al peso propio de la rampa por metro de ancho  $q_r$

$$q_r = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$q_r = 0,19 \cdot 2.100 = 4.659,750 \text{ N/m}^2$$

Sobre carga de cerámica por metro de ancho  $q_{sc} = 490,500 \text{ N/m}^2$

Carga muerta total en la rampa

$$Q_{CM} = 7.590,487 \text{ N/m}^2$$

### Sobrecarga

La sobrecarga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro de ancho es la siguiente:

$$Q_{CV} = 400 \text{ Kg/m}^2 = 3.924 \text{ N/m}^2$$

$$Q_U = 1,60 \cdot Q_{CM} + 1,60 \cdot Q_{CV}$$

$$Q_U = 1,60 \cdot 7.590,487 + 1,60 \cdot 3.924 = 18.423,18 \text{ N/m}^2$$

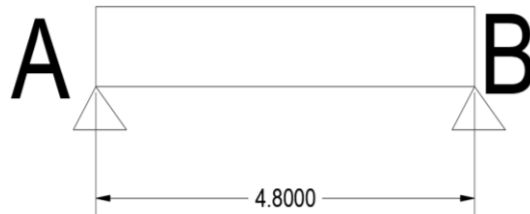
Rampa

$$Q_R = 37.140,660 \text{ N/m}$$

$$L_R = 4.8 \text{ m}$$

Idealizando la escalera se tiene el siguiente esquema

Ilustración 2. Idealización de la escalera



**Fuente.** Elaboración propia

Calculando se obtienen lo siguiente:

Reacciones en el apoyo A

$$R_A = \frac{Q_R \cdot L_r}{2}$$

$$R_A = \frac{37.140,660 \cdot 4,80}{2} = 89.137,584 \text{ N}$$

Reacciones en el apoyo B

$$R_B = \frac{Q_R \cdot L_r}{2}$$

$$R_B = \frac{37.140,660 \cdot 4,80}{2} = 89.137,584 \text{ N}$$

Momento máximo

$$M_d = \frac{R_A \cdot L_r}{2} - L_r \left( \frac{L_r}{2} \right)$$

$$M_d = \frac{89.137,584 \cdot 4,80}{2} - 4,80 \left( \frac{4,80}{2} \right) = 106.965,101 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Cortante

$$V_d = R_A = R_B$$

$$V_d = 89.137,584 \text{ N}$$

Para le momento negativo se recomienda tomar el valor de losa en viga perimetral

$$M_d = \frac{q \cdot l^2}{24}$$

$$M_d = \frac{37.140,66 \cdot 4,80^2}{24} = 35.655,034 \text{ N} \cdot \text{m}$$

### **Refuerzo armadura positiva por metro**

**Datos.**

Momento máximo de diseño (Mmax): 106.965,101 N·m

**Cálculos.**

Momento reducido

$$u_d = \frac{106.965,101}{200 \cdot 14,60^2 \cdot 1666,667} = 0,153$$

Cuantía geométrica

w = 0,168 Valor obtenido de tablas



Armadura necesaria  $A_s$  cm<sup>2</sup>:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,168 \cdot 200 \cdot 14,60 \cdot \frac{16,667}{434,782} = 18,85 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima  $A_{s\min}$  cm<sup>2</sup>:

$$A_{s\min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

$w_{\min} = 0,0018$  Valor obtenido de la tabla 8.1.7.3. de la norma CBH87.

$$A_{s\min} = 0,0018 \cdot 19 \cdot 200 = 6,84 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida será  $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar  $21\Phi_{12} \text{ C/10}$   $A_{s\text{prov}} = 23,75 \text{ cm}^2$

$$A_{s\text{prov}} > A_s \text{ OK}$$

### **Refuerzo armadura negativa A por metro, IDEM para B**

#### **Datos.**

Momento máximo de diseño (Mmax): 35.655,034 N · m

#### **Cálculos.**

Momento reducido

$$u_d = \frac{35.655,034}{200 \cdot 14,6^2 \cdot 1666,667} = 0,05$$

Cuantía geométrica

$w = 0,051$  Valor obtenido de tablas

Armadura necesaria  $A_s$  cm<sup>2</sup>:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,051 \cdot 200 \cdot 14,60 \cdot \frac{16,667}{434,782} = 5,71 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima  $A_{s_{min}}$   $\text{cm}^2$ :

$$A_{s_{min}} = w_{min} \cdot b_w \cdot h$$

$w_{min} = 0,0018$  Valor obtenido de la tabla 8.1.7.3. de la norma CBH87.

$$A_{s_{min}} = 0,0018 \cdot 14,60 \cdot 200 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida será  $A_s = 5,71 \text{ cm}^2$

Armadura a utilizar  $11\Phi_8 \text{ C}/20$   $A_{s_{prov}} = 6,03 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{prov}} > A_s \text{ OK}$$

### **Armadura de distribución superior e inferior**

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto, se tiene la siguiente disposición:

$\Phi_8 \text{ C}/20$

Armadura superior temperatura

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = w_{min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{s_{min}} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Armadura a utilizar

$\Phi_8 \text{ C}/20$

Verificación a corte

### **Datos.**

Cortante máximo de diseño ( $V_{max}$ ):  $89.137,584 \text{ N}$

### Cálculos.

Resistencia a cortante del hormigón ( $f_{vd}$  N/cm<sup>2</sup>)

$$f_{vd} = 0,50 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 0,50 \cdot \sqrt{166,67} = 6,45 \frac{Kg}{cm^2} = 63,274 \frac{N}{cm^2}$$

Cortante resistida por el hormigón ( $V_{cu}$  N)

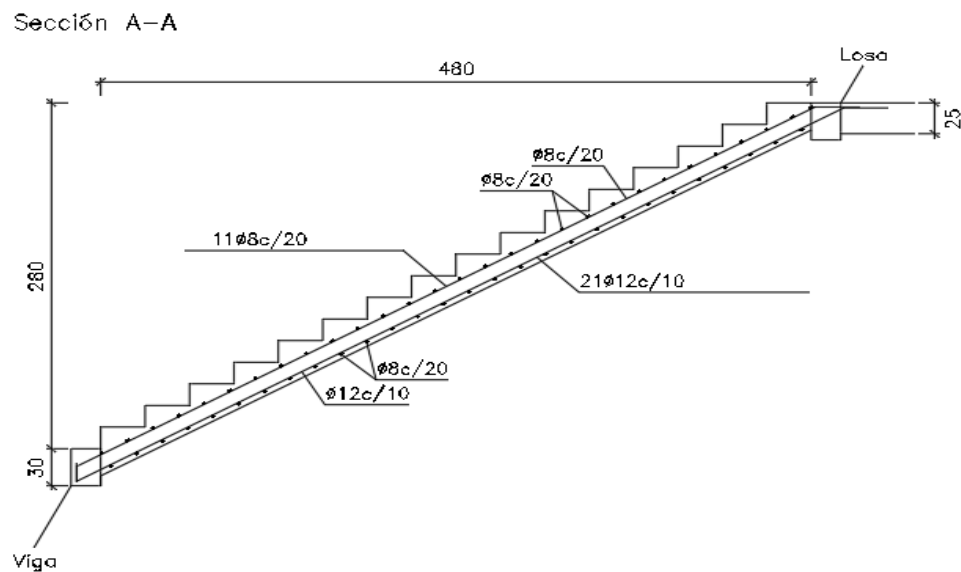
$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 6,45 \cdot 200 \cdot 14,60 = 18.834,00 \text{ Kg} = 184.761,540 \text{ N}$$

$$V_{cu} > V_d$$

184.761,54 > 89.137,584 No necesita armadura transversal

### ILUSTRACIÓN 3.23. Armado de escalera



Fuente. Elaboración propia

Para detalles constructivos de cubierta metálica Ver anexo 10

### **3.7. 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 instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción, los niveles de control exigidos para los materiales y la acción, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes. Ver Anexo 11

### **3.8. Cómputos métricos**

El objeto que cumplen los cómputos métricos es el de establecer volúmenes de obra y costos parciales.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por ítem está hecha con criterio de separar todas las partes de costo diferente ya que sirve como lista indicativa de los trabajos ejecutados.

El cómputo métrico desarrollado para cada ítem se detalla en el Anexo 12

### **3.9. Precios unitarios**

El análisis de precios unitario fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto.

### 3.10. Presupuesto del Proyecto

Para el proyecto se tomó en cuenta las actividades más importantes y significativas, el cómputo métrico fue desarrollado según el listado de ítems y los precios unitarios del proyecto se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades. Ver Anexo 13.

**TABLA 3.12. Actividades para el centro de salud**

<b>ACTIVIDADES DEFINIDAS PARA EL CENTRO DE SALUD</b>		
<b>OBRA GRUESA</b>		
<b>Nº</b>	<b>Actividades y/o Ítems</b>	<b>Unidad</b>
1	Instalación de faenas	pza
2	Trazado y Replanteo	m <sup>2</sup>
3	Excavación con maquinaria (retroexcavadora)	m <sup>3</sup>
4	Provisión de acero fy=5000 Kg/cm <sup>2</sup> para zapata	Kg
5	Hormigón para zapatas Fc= 250 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
6	Relleno y compactado c/material seleccionado	m <sup>3</sup>
7	Cimientos de Hº Cª 50% P.D. (1:2:3)	m <sup>3</sup>
8	Contrapiso de Piedra+frotachado (1:2:3)	m <sup>3</sup>
9	Impermeabilización de asfalto	ml
10	Provisión de acero fy=5000 Kg/cm <sup>2</sup> para columnas	Kg
11	Hormigón para columnas Fc= 250 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
12	Provisión de acero fy=5000 Kg/cm <sup>2</sup> para vigas	Kg
13	Hormigón para vigas Fc= 250 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
14	Provisión de acero fy=5000 Kg/cm <sup>2</sup> para escaleras	Kg
15	Hormigón para escaleras	m <sup>3</sup>
16	Loza Alivianada c/Plastoform e= 20 cm. (1:2:3)	m <sup>2</sup>
17	Muro de ladrillo 6 H e= 18 cm. (1:5)	m <sup>2</sup>

<b>OBRA FINA</b>		
<b>N°</b>	<b>Actividades y/o Ítems</b>	<b>Unidad</b>
18	Revoque Interior paredes e=2cm	m <sup>2</sup>
19	Revoque exterior+piruleado	m <sup>2</sup>
20	Revoque techos	m <sup>2</sup>
21	Provisión y colocación de zocalo h= 10 cm (1:5)	ml
22	Prov. Coloc. Cerámico de 15*15 (1:5)	m <sup>2</sup>
23	Prov. Coloc. Puerta de madera tipo tablero	pza
24	Prov. Colocado ventana de aluminio	m <sup>2</sup>
<b>PINTURA</b>		
<b>N°</b>	<b>Actividades y/o Ítems</b>	<b>Unidad</b>
25	Pintura Interior	m <sup>2</sup>
26	Pintura Exterior	m <sup>2</sup>
27	Pintura y Barnizado Puertas	m <sup>2</sup>
<b>OTROS</b>		
<b>N°</b>	<b>Actividades y/o Ítems</b>	<b>Unidad</b>
28	Retiro de Escombros	m <sup>3</sup>
29	Limpieza general	m <sup>3</sup>

**Fuente:** Elaboración Propia

**CAPITULO IV**  
**APORTE ACADEMICO**

#### 4.1. Introducción

El aporte académico que presentare a continuación es sobre el tema de escaleras y su importancia en la estructura, en mi caso haremos un estudio comparativo de tres tipos de escaleras que se pueden adecuar a un centro de salud.

Pero primero daremos a conocer algunos conceptos para tener claro los elementos que componen una escalera.

Una escalera se define como la estructura diseñada para enlazar dos niveles a diferentes alturas

#### Las partes de una escalera son las siguientes:

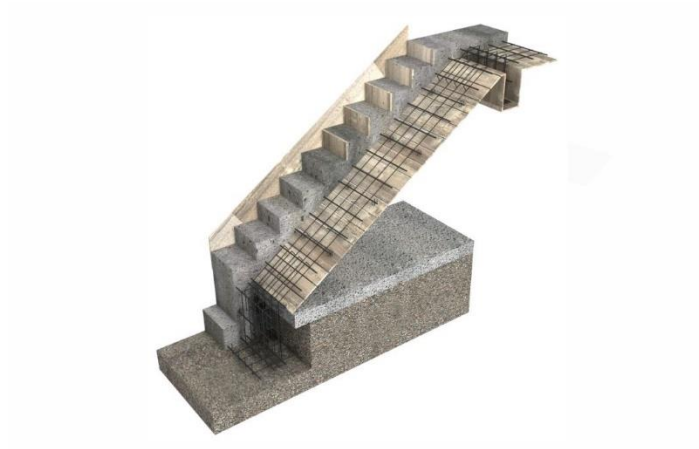
- **Escalón:** se encuentra formado por la huella y la contrahuella, y en algunos casos por el voladizo.
- **Huella:** parte donde apoyamos los pies cuando subimos o bajamos.  
**Contrahuella:** es la parte perpendicular a la huella.
- **Voladizo:** es la parte pequeña de la huella que sobresale de ella y “vuela” sobre la huella que se encuentra debajo.
- **Descansillo:** zona sin escalones utilizada generalmente para unir tramos diferentes de las escaleras.
- **Baranda:** son las columnillas verticales que sostienen a los pasamanos.
- **Pasamanos:** es la parte de la barandilla que utilizamos para sujetarnos al subir o bajar. Puede estar colocado sobre pequeñas columnillas o en la misma pared.

Con esta pequeña introducción daremos paso a la elección de las escaleras para el estudio de ellas.

Diseño y comparación de tres tipos de escaleras, las seleccionadas son:



- Escalera con losa



- Escalera con viga central



- Escalera con doble viga



Para elegir la escalera adecuada para el “Centro de Salud Ambulatorio LOS CHAPACOS II”, se realizará dos tipos de comparaciones técnica y costo.

## 4.2. Análisis de escaleras

Para realizar estas comparaciones, vamos a diseñar 3 tipos de escaleras las cuales se mencionan anteriormente, para ello tomaremos en cuenta las mismas cargas.

**TABLA 4.1. Cargas actuantes sobre escaleras**

Descripción de carga	Valor
Sobrecarga de uso	4 KN/m <sup>2</sup>
Carga muerta	0,50 KN/m <sup>2</sup>

**Fuente.** Elaboración Propia

El desnivel que salvan las escaleras es de 2,80 metros. Se usará la misma huella para todos ya que el objetivo es hacerlas lo más parecidas posibles para tener esfuerzos similares.

Escalera con losa se tendrá armado únicamente en la losa ya que ahí es donde presenta los momentos, estará compuesto de 16 peldaños hechos de hormigón macizo.

Escalera con una viga central, para esta escalera se diseña primero los peldaños seguidos de la viga central, ya que los peldaños tendrán esfuerzos como momentos que debemos contrarrestarlo con armadura. Una vez diseñados los peldaños transmitimos la carga a la viga y con los nuevos esfuerzos obtenidos calculamos la armadura para la viga central.

Escalera con doble viga, el diseño estructural es similar a la escalera anterior, idealizaremos los peldaños como simplemente apoyados en ambos extremos en donde los apoyos serán las vigas, estos peldaños serán construidos con hormigón armado, ya que deben soportar los esfuerzos actuantes. Para el diseño de las vigas de apoyo las

cargas serán transmitidas de igual manera, esto quiere decir que la viga de apoyo izquierdo tendrá la misma carga que la viga de apoyo derecho. Anexo 14 Diseño Escaleras.

Cabe recalcar que las escaleras estudiadas serán las principales. Ya que nuestra estructura cuenta con dos escaleras.

De aquí en adelante nombraremos a las escaleras de la siguiente manera:

Escalera 1 = Escalera con losa

Escalera 2 = Escalera con viga central

Escalera 3 = Escalera con doble viga

### 4.3. Comparación técnica

En esta primera comparación que realiza, observaremos como trabajan las escaleras, los momentos y reacciones que generan cada una de ella, para ver de una forma ordenada los resultados de los esfuerzos estarán en la siguiente tabla:

**TABLA 4.2. Reacciones en escaleras**

Tipo de escalera	Esfuerzos		
	Reacciones KN	Momentos KN ·m	Desplazamientos mm
<b>Escalera 1</b>	48,500	59,983	8,34
<b>Escalera 2</b>	60,620	24.170	1,29
<b>Escalera 3</b>	34,071	13,582	2,09

**Fuente.** Elaboración Propia

#### 4.4. Comparación económica

Para esta comparación necesitamos realizar un cómputo métrico, en donde conoceremos las cantidades de hormigón y acero que se necesita para construir cada tipo de escalera.

**TABLA 4.3. Armadura en escaleras**

TIPO DE ESCALERA	ARMADURA	
	LONGITUDINAL INFERIOR	LONGITUDINAL SUPERIOR
ESCALERA 1	21Φ12	11Φ8
ESCALERA 2	2Φ16	3Φ12
ESCALERA 3	2Φ12	2Φ12

Fuente. Elaboración Propia

**TABLA 4.4. Armadura en peldaños de escaleras**

TIPO DE ESCALERA	ARMADURA PELDAÑOS	
	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
ESCALERA 1	-	-
ESCALERA 2	2Φ10	14Φ8
ESCALERA 3	2Φ12 sup / 2Φ12 inf	14Φ8

Fuente. Elaboración Propia

**TABLA 4.5. Área de armadura en escalera**

AREA DE ARMADURA cm <sup>2</sup>	TIPO DE ESCALERA		
	ESCALERA 1	ESCALERA 2	ESCALERA 3
LONGITUDINAL INFERIOR	23,75	2,35	1,57
LONGITUDINAL SUPERIOR	5,53	4,02	1,57
TRANSVERSAL SUPERIOR	14,58	14,06	5,36
TRANSVERSAL INFERIOR	14,07	-	-
PELDAÑO LONGITUDINAL	-	1,57	3,14
PELDAÑO TRANSVERSAL	-	7,03	9,54
TOTAL	57,93	29,03	21,18

**Fuente.** Elaboración Propia

En la escalera numero 3 debo considerar que son vigas por tanto debo multiplicar el valor por dos.

TOTAL	57,93	29,03	42,36
-------	-------	-------	-------

TABLA 4.6. Peso de barras

PESO DE BARRAS Kg	TIPO DE ESCALERA		
	ESCALERA 1	ESCALERA 2	ESCALERA 3
$\Phi 6$	-	13,34	6,60
$\Phi 8$	76,10	3,37	2,12
$\Phi 10$	-	4,95	-
$\Phi 12$	120,30	10,20	32,18
$\Phi 16$	-	17,27	-
<b>TOTAL</b>	196,40	49,13	40,90

Fuente. Elaboración Propia

TABLA 4.7. Volumen de hormigón en escaleras

	VOLUMEN DE H° (m <sup>3</sup> )
<b>ESCALERA 1</b>	2,95
<b>ESCALERA 2</b>	1,67
<b>ESCALERA 3</b>	1,79

Fuente. Elaboración Propia

**TABLA 4.8. Costo de escaleras**

<b>Tipo de escalera</b>	<b>Volumen de H° m3</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Costo</b>	<b>Acero Kg</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Costo</b>	<b>Total Bs.</b>
<b>Escalera 1</b>	2,95	815	2.404,25	196,40	7,40	1.453,36	3.857,61
<b>Escalera 2</b>	1,67	815	1.361,05	49,13	7,40	363,56	1.724,61
<b>Escalera 3</b>	1,79	815	1.458,85	40,90	7,40	302,66	1.761,51

**Fuente.** Elaboración Propia

Para detalles de cálculo de las escaleras 2 y 3 dirigirse anexos 14 y para más información de la disposición de armado en dichas escaleras ver anexo 15.

#### **4.5. Resumen de comparaciones**

A continuación, se presentará unas tablas de resumen de todas las comparaciones que se realizaron con anterioridad: Reacciones. La escalera 3 es que la transmite menos cantidad de esfuerzos en sus apoyos en esta podemos apreciar cómo se comportan las otras escaleras en relación a la escalera número 3.

**TABLA 4.9. Comparación de reacciones**

<b>Tipo de escalera</b>	<b>Reacciones %</b>
Escalera 1	42,35 %
Escalera 2	77,92 %
Escalera 3	-

**Fuente.** Elaboración Propia

La escalera 1 tiene una reacción de 42,35 % mayor que la escalera 3

La escalera 2 tiene una reacción de 77,92% mayor que la escalera 3

Otro esfuerzo a comparar será los momentos que presenta cada escalera en relación a la escalera que menos momento.

**TABLA 4.10. Comparación de momentos**

<b>Tipo de escalera</b>	<b>Momento máximo %</b>
Escalera 1	340,61 %
Escalera 2	91,12 %
Escalera 3	-

**Fuente.** Elaboración Propia

En esta tabla refleja que la escalera 1 tiene un momento sumamente mayor comparado con la escalera 3, esto se debe a la estructura de la misma ya que al ser construida como una losa tiene mayor volumen y eso implica mayor carga provocando mayor momento.

**TABLA 4.11. Comparación de desplazamientos**

<b>Tipo de escalera</b>	<b>Desplazamiento %</b>
Escalera 1	545,51 %
Escalera 2	-
Escalera 3	62,01 %

**Fuente.** Elaboración Propia

Como habíamos mencionado hace un momento la escalera 1 por ser la más pesada de todas será la que tenga mayor desplazamiento en el eje vertical, cabe recalcar que por más que los porcentajes se vean números abruptos, las deformaciones están en milímetros (la escalera tiene un desplazamiento de 8 mm). Entrando al tema económico vamos a ver las comparaciones en porcentajes con la escalera que menor cantidad de material requiera.



Tabla 4.12. Comparación de área de armadura

AREA DE ARMADURA %	TIPO DE ESCALERA		
	ESCALERA 1	ESCALERA 2	ESCALERA 3
<b>TOTAL</b>	99,55 %	-	45,82 %

Fuente. Elaboración Propia

TABLA 4.13. Comparación de volumen de hormigón

	VOLUMEN DE H° (%)
<b>ESCALERA 1</b>	76,65 %
<b>ESCALERA 2</b>	-
<b>ESCALERA 3</b>	7,18 %

Fuente. Elaboración Propia

TABLA 4.14. Comparación de costo

Tipo de escalera	Costo %
<b>Escalera 1</b>	122,68
<b>Escalera 2</b>	-
<b>Escalera 3</b>	2,14

Fuente. Elaboración Propia

TABLA 4.15. Resumen escaleras

Tipo de escalera	Total Bs.
<b>Escalera 1</b>	<p>Es una escalera muy común a la hora salvar desniveles, su construcción es fácil y no requiere mucho encofrado.</p> <p>Tiempo de construcción es más rápido.</p> <p>El cálculo del diseño estructural es sencillo.</p> <p>Las contras que esta escalera presenta mayor volumen de hormigón y por lo tanto trasmite mayor carga. Generando mayor momento, reacciones y más material que las demás escaleras</p>
<b>Escalera 2</b>	<p>Constructivamente es más complicado ya que en el encofrado hay que ser más cuidadoso, lo mismo pasa con el armado de la escalera.</p> <p>Hay que generar otro tipo de hipótesis a la hora de realizar el diseño estructural de esta escalera.</p> <p>Genera un momento considerable ya que las cargas que actúan se dirigen netamente a la viga central. A pesar de eso es la que presenta menos deformación.</p> <p>Ya que esta escalera tiene una sola viga como en donde se apoyan los peldaños tendrá menos cantidad de hormigón armado y por lo menos es la más económica de todas.</p>
<b>Escalera 3</b>	<p>Constructivamente es más complicado ya que en el encofrado hay que ser más cuidadoso, lo mismo pasa con el armado de la escalera.</p> <p>Técnicamente hablando esta escalera es la que mejor soporta los esfuerzos ya que tiene dos vigas en donde comparten las cargas que actúan sobre ella.</p> <p>En el tema económico podemos apreciar que la diferencia no es mucha con respecto a la escalera 2, teniendo un costo de 1,16 % más.</p>

Fuente. Elaboración Propia

**CAPITULO V**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 5.1. Conclusiones

- Como se indica en los objetivos planteados se llegó a cumplir de manera satisfactoria la realización del diseño estructural del Centro de Salud Ambulatorio LOS CHAPACOS II para así dar solución al problema identificado.
- El estudio topográfico fue realizado con el equipo Estación Total se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar como un terreno plano con algunas variantes de desnivel.
- El estudio de suelos fue realizado en tres pozos a una profundidad de 4 metros, donde los resultados obtenidos por el ensayo SPT, dieron una resistencia admisible del suelo de  $0,175 \text{ N/mm}^2$ , apreciando que se trata de un suelo aceptable y de buena resistencia la fundación está a una profundidad de 1.50 metros bajo el nivel del suelo.
- Para el diseño de la estructura de sustentación a porticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD. Donde se verifico la cuantía de los elementos más solicitados en forma manual, de donde se concluyó que los resultados tienen alguna variación, pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.
- Para el diseño de vigas se usaron vigas de sección rectangular de 20x45 cm en el primer piso y de 20x35 en la planta baja con dichas dimensiones las vigas trabajan perfectamente, previo a llegar a estas dimensiones se realizó un pre-dimensionamiento.
- Las columnas tienen una sección cuadrada con dimensiones variables, desde 25x25 cm a 30x30 cm cumpliendo todas las recomendaciones de la Norma Boliviana de Hormigón Armado, como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos, disposición de las armaduras.
- Gracias a la buena resistencia admisible del suelo se fundó las zapatas a una profundidad de 1,50 metros con una dimensión máxima de 1,70 x 1,70 que es la fundación más solicitada.

- Se tiene un área construida de 700 m<sup>2</sup>, y un costo total del proyecto de 1'635.344,01 Bs.
- Se necesita colocar una junta de dilatación en la obra, según menciona norma CBH-87, en el comenario acerca de las distancias máximas para este elemento estructural:
- En cuanto al aporte académico podemos sacar las siguientes conclusiones:
  - Según la información recabada anteriormente se puede observar que las escaleras de viga ya sea central o doble viga son escaleras más económicas hablando en el tema de materiales.
  - La escalera 1 es la más armada y por tanto más pesada, ya que tiene gran volumen de hormigón, pero ella es la que tiene mayor facilidad de construcción.
  - Con todos los cuadros comparativos que se realizaron de las escaleras 1, 2 y 3 podemos que decir que las escaleras 2 y 3 pueden ser muy buenas alternativas.
- El presente trabajo cumple las verificaciones de resistencia del material bajo las solicitaciones indicadas.

## **5.2. Recomendaciones**

- Realizar un correcto estudio de suelos a distintas profundidades para así tomar una mejor decisión de cuál será el nivel de fundación de nuestra obra.
- En elementos de diseño a flexión se recomienda trabajar en dominio 2 o dominio 3 ya que en esos dominios nuestros elementos estructurales trabajaran tanto el hormigón como el acero.
- Ya que nuestra normativa carece de un capítulo de cargas vivas y muertas es importante buscar bibliografía que pueda ayudarnos con ese tema, ya que con las acciones dimensionaremos nuestros elementos.