

## **1. INTRODUCCIÓN**

La longevidad es una condición natural, eventual e inevitable por la que atravesamos todos los seres humanos. La edad avanzada de una persona puede resultar un problema difícil de llevar para los familiares cercanos a tal punto de llevar a realizar acciones desesperadas.

El crecimiento poblacional es un factor determinante para la demanda de centros dedicados al adulto mayor, por tanto, las autoridades encargadas de centros poblados deben ofrecer alternativas de solución a esta situación y brindar así una mejor calidad de vida a la población.

Dada la necesidad de una infraestructura que cuente con ambientes adaptados al asilo de personas de avanzada edad, se propone la construcción de un nuevo centro de acogida que cuente con las condiciones espaciales y funcionales necesarias para la aceptación del adulto mayor.

El Centro de Acogida Integral Luz Divina, ubicado en el municipio de Villazón, Provincia Modesto Omiste del Departamento de Potosí, será el segundo centro en su género, con que contará el municipio, para la atención y cuidado del adulto mayor. El mismo cuenta con un terreno de 1539.52m<sup>2</sup>, y un área de construcción de 2261m<sup>2</sup>, los cuales se encontrarán en un solo modulo, dividido en dos plantas.

La infraestructura contará con todas las áreas requeridas para este tipo de equipamiento como ser área administrativa, área publica, área privada y área de servicio.

El diseño arquitectónico fue realizado por: Empresa De Servicios De Ingeniería Y Construcción EMSICO S.R.L. En cuanto a los datos requeridos para el desarrollo del proyecto, como ser: planos arquitectónicos, estudio de suelos y levantamiento topográfico fueron brindados por el Arq. Edwin Quiquinte Miranda, secretario de obras públicas.

El Gobierno autónomo municipal de Villazón del departamento de Potosí es el encargado de la implementación del proyecto en beneficio del municipio.

## **1.1. Descripción del problema**

### **1.1.1. Planteamiento**

Se determinó que en este sector no se cuenta con una institución pública dedicada al cuidado del adulto mayor y que cumpla con las características necesarias para el buen funcionamiento.

En el municipio existe un centro que presta similares servicios, pero lamentablemente todavía existe deficiencia en la búsqueda de una solución a este problema, debido a que este centro carece de espacios adecuados que cubran todas aquellas necesidades que pueda tener un centro de acogida para la población adulto mayor, como lo podrían ser necesidades que van más allá del cuidado de los ancianos, estos centros deben de dar una orientación integral tanto a adultos mayores de edad como a sus hijos o familiares, familias que carecen de tiempo y espacio para un buen cuidado de sus adultos mayores; razón por la cual surgen problemas como: Abandono de familiares a los Adultos Mayores, violencia, extravió de familiares, etc. Por esta razón se identifica como problema principal la búsqueda de solución a la falta de un cálculo estructural para el diseño arquitectónico y dar seguridad a la estructura de este centro de acogida.

### **1.1.2. Formulación**

Con la elaboración del cálculo estructural, del Centro de Acogida Luz Divina haciendo uso de los planos arquitectónicos, estudio de suelos y topografía que fue otorgado por el municipio de Villazón, siguiendo para el cálculo estructural la norma vigente CBH 87, se hará una validación del estudio de suelos y levantamiento topográfico, se realizará los planos estructurales tanto de losas, vigas, columnas, zapatas, etc. También al final del diseño estructural se realizará los cálculos métricos y análisis de precios unitarios para obtener un presupuesto de obra. Con todo lo descrito, se dará solución a la necesidad de contar con un cálculo estructural.

### **1.1.3. Sistematización del problema**

La alternativa previamente seleccionada en la propuesta para el diseño estructural del Centro de Acogida Luz Divina, consta de una cubierta de estructura metálica de dos aguas, estructura aporricada de H°A° y zapatas aisladas.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. General**

Realizar el “Cálculo Estructural del Centro Integral de Acogida Luz Divina de la Ciudad de Villazón – Departamento Potosí”, conforme a la Norma Boliviana CBH-87 y la aplicación del manual LRFD para estructuras de acero, para solucionar el problema de la falta de diseño estructural del proyecto y de esa manera garantizar que los elementos cuenten con la solidez suficiente para resistir acciones permanentes y no permanentes.

### **1.2.2. Específicos**

- Validar el levantamiento topográfico proporcionado a través de un reporte fotográfico e imágenes satelitales para contrastar la cobertura del terreno.
- Validar el estudio suelos proporcionado por el municipio a través de métodos teóricos y comparación bibliográfica.
- Realizar el cálculo estructural conforme a la Norma Boliviana CBH-87 utilizando el software CypeCad de todos los elementos estructurales; cubierta metálica, losas, vigas, columnas, zapatas, elementos secundarios como escaleras y Rampas fijas (aporte académico).
- Realizar la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados y hacer la comparación con los resultados obtenidos del programa CYPECAD.
- Elaborar el presupuesto de la obra (presupuesto general, análisis de precios unitarios y cómputos métricos del cálculo estructural) haciendo uso del programa PRESCOM 2013-20

- Realizar un plan de ejecución de la obra en días calendario mediante el método Gantt haciendo uso del software Microsoft Project.

### **1.3. Justificación**

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

#### **1.3.1. Técnica**

Debido al gran avance que se presenta en cuanto a la ciencia, materiales y métodos a utilizar, es de vital importancia el uso de normas vigentes, así como programas computarizados actualizados para su posterior aplicación.

La verificación de repercusiones que tienen las cargas sobre estructuras reales que las soportaran garantizando seguridad y confort. Sin embargo, otro aspecto indispensable que se debe tomar en cuenta es el tema económico, debido a que la misma nos conlleva a evaluar las alternativas y poder destacar de ellas la más viable en cuanto a lo técnico y económico que presenten las alternativas.

#### **1.3.2. Socioeconómico**

Económicamente el proyecto es una necesidad que no conlleva un enorme gasto por lo que es viable su realización. El principal y magno beneficiario al desarrollar el diseño estructural de la infraestructura será la población del municipio de Villazón y comunidades cercanas. Por tanto, el proyecto es de beneficio social y no genera recursos, por lo que será sustentado por la alcaldía.

### **1.4. Alcance del trabajo**

#### **1.4.1. Resultados a lograr**

Se realizó de manera exclusiva el Diseño Estructural con el apoyo del programa computarizado CYPECAD, así también análisis costo y presupuesto de toda la parte estructural propuesta, teniendo como datos iniciales los planos arquitectónicos, topografía y estudio de suelos proporcionado por la alcaldía del municipio mediante las solicitudes realizadas

#### **1.4.2. Restricciones del proyecto**

El proyecto, no contempla el análisis o detalles de instalaciones sanitarias, hidrosanitarias, de gas y eléctricas dentro de lo que respecta al Centro de Acogida

Para realizar el diseño estructural se hace uso de las siguientes normas vigentes:

- *CBH: 1987*: Norma boliviana del hormigón armado. Por Decreto Supremo N°17684 de 7 de octubre de 1980, se crea la Comisión Permanente del Hormigón Armado, que se encarga de redactar la CBH-87, con los avances científicos y tecnológicos en el campo del hormigón, haciendo uso de las recomendaciones de los sectores interesados en este tipo de obras y de los Grupos de Trabajo que se han creado para este fin.
- *AISI S100-2007 LRFD*: Manual de diseño de estructuras metálicas
- *NB 1225002-1:2013*: Acciones sobre las estructuras - Gravitacionales, reológicas y empujes del terreno - Parte 1: Especificaciones
- *NB 1225003-1:2014*: Acciones sobre las estructuras - Acciones del viento - Parte 1: Especificaciones.
- *NB 1220005-1:2013*: Accesibilidad de las personas con discapacidad al medio físico - Edificios y espacios urbanos - Rampas fijas adecuadas y básicas

#### **1.5. Aporte académico**

Se realizó el diseño estructural la losa maciza de una Rampa Fija, tomando en cuenta el Código Boliviano del Hormigón CBH-87 y las recomendaciones de la norma NB 1220005-1:2013 (Accesibilidad de las personas con discapacidad al medio físico - Edificios y espacios urbanos - Rampas fijas adecuadas y básicas), para facilitar el ascenso y descenso del adulto mayor que tenga dificultad para usar escaleras.

#### **1.6. Ubicación del proyecto**

El proyecto se encuentra ubicado en:

- Departamento: Potosí
- Latitud sud: 22° 5'13.86"
- Provincia: Modesto Omiste
- Longitud oeste: 65°35'22.85"
- Municipio: Villazón
- Ciudad: Villazón

El Municipio de Villazón de la Provincia Modesto Omiste se encuentra a una altura aproximada de 3447 msnm.

El Proyecto: “CENTRO INTEGRAL DE ACOGIDA LUZ DIVINA” se encuentra ubicado al sur del departamento de Potosí en la Provincia Modesto Omiste La obra mencionada se encuentra más específicamente ubicada a 347 km de la ciudad de Potosí. Este equipamiento cuenta con un terreno de 1539.52m<sup>2</sup>

El emplazamiento proyectado correspondiente al proyecto, se encuentra localizado entre la calle Ismael Montes y Calle Santa Cruz. Frente al centro Geriátrico Divina Providencia.

La zona de emplazamiento tiene acceso a todo tipo de movilidades, con calles de tierra por ende fácil acceso para transporte de materiales y cuenta con servicios de luz, agua potable, alcantarillado sanitario, servicio de carro recogedor de residuos sólidos.

## Ubicación del proyecto - Departamento de Potosí



Figura 1.1 Mapa Político de Bolivia, Fuente: Bolivia Informa

## Provincia Modesto Omiste



Figura 1.2 Provincia Modesto Omiste, Fuente: [www.ecured.cu](http://www.ecured.cu)

## Lugar del proyecto



Figura 1.3 Ubicación del lugar de emplazamiento del proyecto, Fuente: Google Earth.

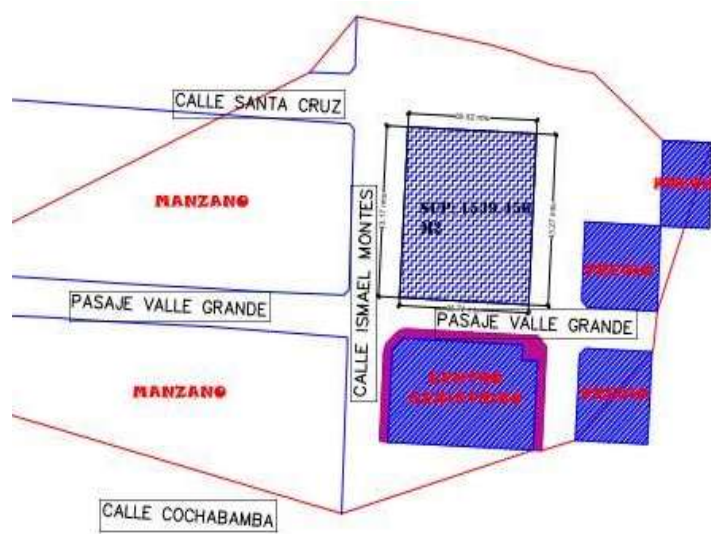


Figura 1.4 Detalle del lugar de emplazamiento, Fuente: Elaboración Propia.



## **2. MARCO TEÓRICO**

En este capítulo se explica y detalla la definición, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de todos los elementos estructurales del proyecto. Para realizar el diseño estructural se optará por usar las normas vigentes, CBH-87 (Norma boliviana del hormigón armado), el manual LRFD (Diseño por factores de Carga y Resistencia) para las estructuras de acero.

### **2.1. Levantamiento topográfico**

Es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar la ubicación de puntos sobre la cobertura terrestre, mediante medidas de los tres elementos del espacio; dos distancias o longitudes, “x” e “y” y una elevación “z”. Para distancias y elevaciones se emplean unidades de longitud (en sistema métrico internacional) y para direcciones se emplean unidades de arco (grados sexagesimales). Estos levantamientos tienen por objeto representar el mayor detalle y exactitud posible del terreno en cuestión, el cálculo de superficies y volúmenes, además de ser vital para la elaboración de planos, perfiles y mapas del terreno.

Un levantamiento topográfico se puede validar mediante cartas topográficas, evidenciar visualmente la cobertura del terreno, imágenes satelitales obtenidas con Google Earth y reconocimiento físico del sitio.

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

También conocido como Estudio Geotécnico, es un conjunto de actividades que nos permiten obtener la información de una determinada porción de terreno.

El estudio de suelos es una de las informaciones más importantes del proyecto, indispensable para la planificación, diseño y ejecución de un proyecto de construcción. Este estudio cuenta con los siguientes ensayos.

#### **2.2.1. Granulometría**

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían en gran medida. Para clasificar apropiadamente un suelo, se debe conocer su distribución de granos. La distribución granulométrica de un suelo de grano grueso se determina mediante un

análisis granulométrico tamices o mallas. Para un suelo de grano fino, la distribución granulométrica se puede obtener por medio del análisis del hidrómetro.

### **2.2.2. Límite de Atterberg**

Se puede explicar de la siguiente manera, cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, puede fluir como un semilíquido. Si el suelo se seca gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de humedad. El contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado líquido a uno plástico se define como límite líquido (LL). De manera similar, el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado plástico a uno semisólido y de un estado semisólido a uno sólido se definen como límite plástico (LP) y límite de contracción (LC), respectivamente. A estos límites se les refiere como límites de Atterberg

- El límite líquido de un suelo se determina utilizando la copa de Casagrande y se define como el contenido de humedad en el que se cierra una ranura de 12.7 mm mediante 25 golpes.
- El límite plástico se define como el contenido de humedad en el que el suelo se agrieta al formar un rollito de 3.18 mm de diámetro.
- El límite de contracción se define como el contenido de humedad en el que el suelo no experimenta ningún cambio adicional en su volumen con la pérdida de humedad.

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

Existen dos sistemas de clasificación de suelos que divide los suelos en grupos y subgrupos con base en propiedades ingenieriles comunes como la distribución granulométrica, el límite líquido y el límite plástico. Los dos sistemas de clasificación principales de uso actual son:

- a) El Sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

De acuerdo con la forma presente de este sistema, los suelos se pueden clasificar según ocho grupos principales, A-1 a A-8, con base en su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos listados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso, y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son materiales de grano fino. La turba, el fango y otros suelos altamente orgánicos se clasifican en el grupo A-8 y se identifican mediante una inspección visual.

Clasificación general	Materiales de limo y arcilla (más de 35% de la muestra total pasa la malla núm. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo				A-7-5 <sup>a</sup> A-7-6 <sup>b</sup>
Análisis por mallas (% que pasa)				
Malla núm. 10				
Malla núm. 40				
Malla núm. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa Malla núm. 40				
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación subrasante	Regular a malo			

<sup>a</sup>Si  $IP \leq LL - 30$ , la clasificación es A-7-5.  
<sup>b</sup>Si  $IP > LL - 30$ , la clasificación es A-7-6.

Figura 2.1 Clasificación AASTHO, Fuente: Ing. de Cimentaciones Braja M. Das.

- b) El Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS (Unified Soil Classification System). En la actualidad el sistema se utiliza prácticamente en todo el trabajo geotécnico.

En el sistema unificado se utilizan los símbolos siguientes para fines de identificación:

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduado	Mal graduado

En la gráfica de plasticidad se muestra el procedimiento para determinar los símbolos de grupo para varios tipos de suelos. Al clasificar un suelo se debe proporcionar el

nombre del grupo que generalmente describe el suelo, junto con el símbolo respectivo. Para obtener los nombres de grupos para suelos de grano grueso, suelos inorgánicos de grano fino y suelos orgánicos de grano fino, respectivamente se debe ingresar a los diagramas de flujo del sistema SUSC.

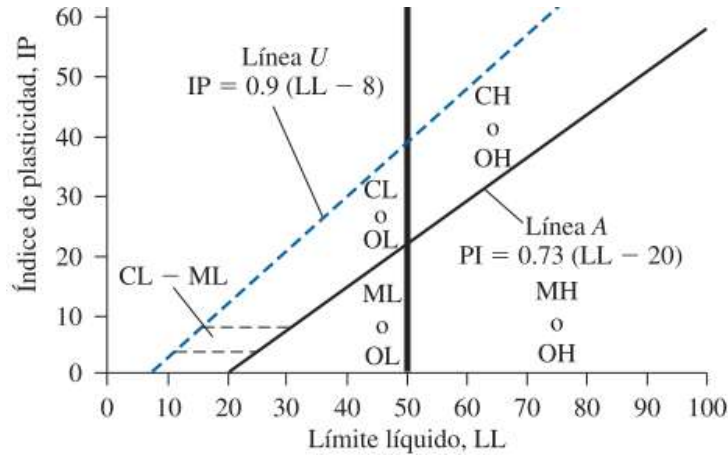


Figura 2.2 Carta de plasticidad, Fuente: Braja M. Das.

**2.2.4. Ensayo de Penetración estándar SPT**

Es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico. Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta. Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicará de inmediato los valores de la capacidad admisible.

Capacidad portante promedio de diferentes tipos de suelo	
<i>(valores orientativos que deben ser verificados con los resultados del estudio de suelos)</i>	
SUELO	CAPACIDAD PORTANTE (Kgf/cm <sup>2</sup> )
Arena muy suelta	0-0.5

Arena suelta	0.5-1.5
Arena firme	1.5-3.0
Arena Compactada	3.0-6.0
Arcilla Blanda	0-0.75
Arcilla Firme	0.75-1.25
Arcilla Resistente	1.25-2.5
Arcilla Dura	2.5-5.0
Roca en capas, laminadas	5.0-15.0
Roca masiva con fisuras	15.0-40.0
Roca masiva sana	40.0-100

Tabla N°2.1 Presiones admisibles de suelos, Fuente: Ing. de cimentaciones, Peck, 1993.

### **2.3. Diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico de un proyecto, consiste en el diseño de espacios que cumplan características de tipo estético, tecnológico y funcional, los que serán objeto de uso por la sociedad. Los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, este, se lo realiza por medio de una representación gráfica a escala en planos arquitectónico, tales como: Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

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

Con los componentes iniciales, levantamiento topográfico del lugar, estudio del suelo de fundación y diseño arquitectónico del proyecto que son indispensables para la idealización de la estructura, se puede realizar un análisis detallado de los elementos estructurales que contempla el proyecto de la siguiente manera:

#### **2.4.1. Sustentación de la cubierta**

La cubierta se realizará por medio de una cubierta metálica de acero conformado, para la parte central de la estructura, haciendo uso del código LRFD en el cual se determinan las cargas actuantes sobre las cerchas y se las distribuye a los nudos posteriormente se calcula las fuerzas de tracción y compresión de cada elemento. Cada cercha se apoya en sus extremos, uno en un apoyo fijo articulado y el otro en un apoyo móvil articulado.

También se cuenta con cubiertas planas o losa alivianada con viguetas pretensadas por las diferentes ventajas que posee; como la reducción de la carga total de la estructura que actúa sobre las columnas y cimientos, la posibilidad de pasar utilidades en el espesor del forjado, la rigidez de la prefabricación, es sin duda el método más factible para el diseño de la cubierta de sustentación, además que en la cubierta de losa alivianada la vigueta pretensada se apoya simplemente sobre las vigas de construcción, albergando piezas de poliestireno (plastoform) expandido para lograr que las losas sean aún más livianas.

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

La edificación está sustentada en una estructura aporticada de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> que consta de vigas, columnas y losas, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

La sección de cada elemento lo definen las cargas solicitantes, cuidando el sobredimensionamiento, teniendo de esta manera columnas de sección cuadrada y sección rectangular, vigas rectangulares y las losas alivianadas.

#### **2.4.3. Fundaciones**

Los elementos de fundación estarán compuestos por zapatas aisladas. Las cargas que afectan a la estructura son moderadas, debido a la magnitud de la obra, así también el tipo de suelo es de buena capacidad portante.

La armadura en las zapatas de base cuadradas se distribuirá uniformemente en dos direcciones paralelos y perpendiculares entre sí.

### **2.5. Diseño estructural**

Este proyecto está analizado siguiendo las normas de construcción boliviana, CBH-87 (Código Boliviano del Hormigón) para toda la estructura aporticada y el desarrollo del aporte académico, el manual LRFD, para la cubierta constituida por estructuras de acero.

#### **2.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta**

## **A. Cubierta metálica**

La cubierta metálica es el elemento estructural que cierra en este caso la parte central de la edificación y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, granizo, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

### **Formas de cubiertas**

Entre las formas clásicas de cubiertas, se tiene: a dos aguas, a una sola vertiente, la cubierta plegada en diente de sierra, cubierta con faldones, cubierta de pabellón, etc.

### **Inclinación de las Cubierta**

Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a que se destine el local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

- Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.
- Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40°.
- Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40°.

### **Perfiles de lámina delgada de acero conformado en frío**

Además de los perfiles de acero laminados en caliente, existen algunos perfiles de acero conformados en frío. Éstos se fabrican doblando láminas delgadas de acero de bajo carbono o baja aleación en prácticamente cualquier sección transversal deseada.

Estos perfiles, que pueden utilizarse para los miembros más ligeros suelen usarse en algunos tipos de techos. Si bien el trabajado en frío reduce algo la ductilidad, también incrementa en alguna medida la resistencia.

### **Apoyos**

Las conexiones en los apoyos ayudan a que la estructura de techo se mantenga estable, además de transmitir la carga a la estructura principal. Para estructuras de soporte de concreto o mampostería la conexión de la estructura suele hacerse fijando una placa de acero por medio de pernos de anclaje embebidos en el concreto

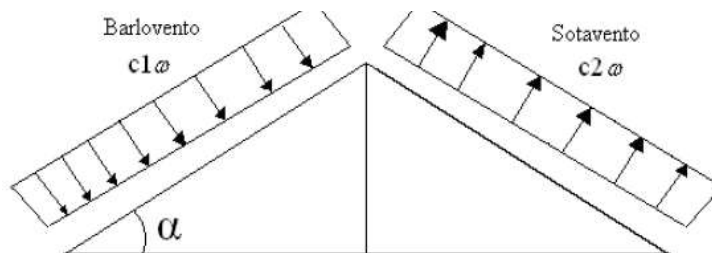
### Carga de viento

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y barlovento, el cual se resume en la carga dinámica:

$$q = \frac{V^2}{16}$$

Dónde:

- q = Carga dinámica de viento kgf/m<sup>2</sup>.
- V = velocidad del viento m/s.



Inclinación en grados	C1	C2
0°	-0.5	-0.27
10°	-0.5	-0.27
20°	-0.5	-0.27
25°	-0.1	-0.27
30°	0.3	-0.27
35°	0.36	-0.27
40°	0.5	-0.27
50°	0.65	-0.27
60°	0.85	-0.27
70°	0.85	-0.27
90°	0.85	-0.27

Tabla N°2.2 Coeficientes de Barlovento y Sotavento, Fuente: Manual Grupo andino.



## Combinaciones de carga

El manual de diseño LRFD maneja las siguientes combinaciones

1.4D	<b>1</b>
$1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	<b>2</b>
$1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$	<b>3</b>
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	<b>4</b>
$1.2D + o- 1.0E + 0.5L + 0.2 S$	<b>5</b>
$1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$	<b>6</b>
$1.2D + 1.3W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	<b>7</b>
$1.2D + o- 1.0E + 1.0L + 0.2 S$	<b>8</b>
$0.9D + o- (1.3W \text{ o } Lo E)$	<b>9</b>

Tabla N°2.3 Combinaciones LRFD, Fuente: Diseño de estructuras de acero.

Donde:

- D: Cargas muertas.
- L: Cargas vivas.
- Lr: Carga viva en techos.
- S: Carga de granizo.
- R: Carga de lluvia o hielo.
- W: Carga de escarchamiento.

### Análisis de miembros de acero

Dentro de los análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

#### a. Diseño de miembros en tensión

Los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión y tensión debida a flexión. Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión, puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal (A) y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. El esfuerzo de un miembro a tensión está dado por.

$$F = \frac{T}{An}$$

- F: Esfuerzo de un miembro sometido a tensión axial.
- T: Magnitud de la carga de tensión.
- An: Área neta de la sección.

### **b. Elementos sometidos a compresión**

Los elementos a compresión, bajo la acción de una carga axial, tendrán un comportamiento inicial de acortamiento proporcional al esfuerzo generado por la carga que actúa en su eje longitudinal. Cuando la carga aumenta a un valor crítico, se presenta una falla brusca por inestabilidad lateral denominada pandeo, en el sentido de su menor momento de inercia. Su forma de flexionarse dependerá de las condiciones de sujeción en sus extremos. Euler determinó por primera vez el esfuerzo crítico de falla ( $f_{cr}$ ) con la expresión:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2}$$

Donde:

- E: es el módulo de elasticidad del material.
- I: es el momento de inercia del área transversal con respecto al eje principal menor.
- L: se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica, donde el momento de flexión vale cero. Esta distancia L se considera como la longitud efectiva del elemento a compresión. Para que esta ecuación sea válida, el miembro debe ser elástico y sus extremos deben poder girar libremente pero no tener capacidad de trasladarse lateralmente.

El parámetro de esbeltez se define como:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Condiciones de Resistencia (para la condición más desfavorable en conjunto):

$$Fa = 0.85 Fcr$$

Eficiencia de trabajo del perfil compuesto:

$$n = \frac{fa}{Fa} 100 (\%)$$

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, como indica la siguiente relación:

$$\phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot f_y \cdot Z \geq M_{max}$$

## B. Cubierta de losa

La losa aligerada es una cubierta de concreto armado (compuesto de grava, arena gruesa, agua y reforzado con varillas de acero), que para aligerar o alivianar su peso se le colocan ladrillos, poliestireno u otro material de característica ligera.

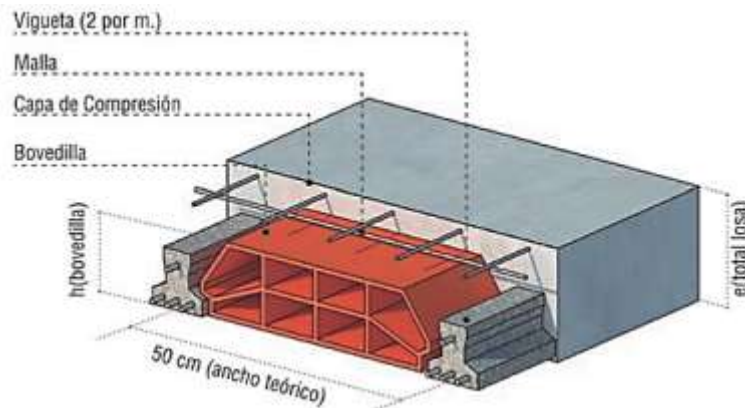


Figura 2.3 Partes de una losa con vigueta pretensada, Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

**Viguetas pretensadas.** - Una vigueta es parte de un sistema estructural que constituye una losa de entre piso, su función es absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en los nervios modulares de la placa de losa; la forma y sentido en que es colocada permite transmitir las cargas de uso funcional hacia la estructura de la edificación, para luego ser transmitidas a las fundaciones.

## Usos y Aplicaciones

- Losas de cubierta.
- Embovedados de cerramiento.
- Pasos peatonales.
- Edificios de estacionamiento.
- Edificaciones de gran altura.
- Edificaciones desde 2 plantas.
- Losas de entrepiso.

### 2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

#### 2.5.2.1. Materiales

##### Hormigón

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

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión ( $f_{ck}$ ), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días.

#### ➤ Clasificación de los hormigones, de acuerdo con su resistencia

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

H12,5 - H15 - H17,5 - H20 - H25 - H30 - H35 - H40 - H45 - H50 - H55

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

#### ➤ Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero

Con el fin de no usar aceros de alta resistencia con hormigones de baja resistencia, la resistencia de proyecto del hormigón  $f_{ck}$ , no será menor que la indicada en la tabla siguiente, en función del tipo de acero.

Tipo de Acero	Solicitación	Valor de resistencia del Hormigón a sus 28 días (MPa)	Tipo de Hormigón
AH 215 L	Estática	12.5	H 12.5
AH 400	Estática/dinámica	15/20	H 15/ H20
AH 500	Estática/dinámica	17.5/20	H 17.5 / H20
AH 600	Estática/dinámica	20	H20

Tabla N°2.4 Resistencia del hormigón en función del tipo de acero, Fuente: CBH87

La resistencia a compresión del proyecto,  $f_{ck}$ , en ningún caso deberá ser inferior a 12,5 MPa o 125 kgf/cm<sup>2</sup>

### ➤ Resistencia de cálculo

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

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

Dónde:

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

$\gamma_c$ : Coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos estructurales hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10%, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y a la desigual compactación de la masa a todo lo alto del elemento. Esta reducción debe tenerse en cuenta, en el cálculo de pilares, muros y otros elementos de similares características.

### ➤ Módulos de deformación longitudinal

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

$$E_0 = 6640 * \sqrt{f_n} \quad ; \text{ en Mpa}$$

Donde:

$f_n$ : Resistencia característica a compresión del hormigón en MPa, a “n” días de edad.

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

$$E_s = 6000 * \sqrt{f_n} \quad ; \text{ en Mpa}$$

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

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

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

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

Normalmente,  $f_{ck}$  está referido a la edad de 28 días y, por consiguiente, el valor de  $E_{cm}$  corresponde a dicha edad

#### ➤ **Retracción**

Durante el proceso de fraguado y endurecimiento, el hormigón contrae su volumen cuando tal proceso se produce en el aire. En general, como valor de la retracción para elementos de hormigón armado, y en condiciones medias, puede admitirse 0,25 mm por metro.

Se puede prescindir de la retracción cuando se trate de elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en suelos húmedos.

#### ➤ **Coefficiente de Poisson**

El coeficiente de Poisson,  $\mu$ , es la relación, cambiada signo, entre las deformaciones transversales y las longitudinales correspondientes, en piezas que trabajan a compresión simple. El coeficiente de Poisson relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización puede tomarse como  $\mu$  igual a 0,2, si bien en ciertos cálculos puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal. Al aumentar la carga e iniciarse la plastificación del hormigón, el coeficiente de Poisson aumenta rápidamente hasta alcanzar un valor del orden de 0,5.

➤ **Coeficiente de dilatación térmica**

El coeficiente de dilatación térmica,  $\alpha$ , del hormigón varía con el tipo de cemento y áridos, la dosificación y el rango de temperaturas, Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$  por grado centígrado, es decir, 0,01 milímetros por metro y grado de temperatura, aproximadamente igual al del acero. Por tanto, este valor es también válido para el hormigón armado.

**Aceros**

➤ **Resistencia característica**

La resistencia característica del acero  $f_{yk}$ , se define como el cuantil 5 % del límite elástico en tracción (aparente  $f_y$ , o convencional al 0,2 %,  $f_{0,2}$ ).

➤ **Resistencia de cálculo**

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

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

donde:

$f_{yk}$ : límite elástico del proyecto

$\gamma_s$ : coeficiente de minoración

➤ **Módulo de deformación longitudinal**

Para todas las armaduras tratadas en la presente norma, como módulo de deformación

longitudinal, se tomará:

$$E_s = 210\,000 \text{ Mpa}$$

➤ **Coefficiente de dilatación térmica**

El coeficiente de dilatación térmica del acero se será igual al del hormigón, es decir:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$ , por grado centígrado.

➤ **Diámetros y áreas**

Los diámetros nominales en milímetros de las barras corrugadas que se utilizan, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en  $\text{cm}^2$  que se indican:

<b>DIÁMETROS Y ÁREAS DE ACEROS</b>								
$\emptyset_{(\text{mm})}$	4	6	8	10	12	16	20	25
$A_{(\text{cm}^2)}$	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,409

Tabla N°2.5 Diámetros y áreas de aceros, Fuente: CBH87

La sección equivalente no será inferior al 95% de la sección nominal, en diámetros no mayores de 25 mm; ni al 96 % en diámetros superiores.

### 2.5.2.2. Bases de Cálculo

#### Estados Límite

Toda estructura debe reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con objeto de que pueda rendir el servicio para el que ha sido proyectada.

Se denominan Estados Límite aquellas situaciones que la estructura no debe rebasar.

Los Estados Límite pueden clasificarse en:

**a. Estados límites últimos**



Son los que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura, es decir, engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o una de sus partes.

Los daños que se ocasionarían si se alcanzase uno de los estados límites últimos indicados, son siempre muy graves, sobre todo teniendo en cuenta la posibilidad de pérdidas de vidas humanas. En consecuencia, los coeficientes de ponderación de cargas y de minoración de resistencias que se prescriben más adelante, tienen por objeto reducir a un valor mínimo la probabilidad de que este estado sea alcanzado.

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

- ✓ coeficiente de minoración del acero  $\gamma_s = 1,15$
- ✓ coeficiente de minoración del hormigón  $\gamma_c = 1,50$
- ✓ coeficiente de ponderación de las acciones:
  - de efecto desfavorable (Carga muerta)  $\gamma_{fg} = 1,60$
  - de efecto desfavorable (Carga viva)  $\gamma_{fq} = 1,60$
  - de efecto favorable permanente  $\gamma_{fg} = 0,90$
  - de efecto favorable variable  $\gamma_{fq} = 0$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón según el nivel de control

Material	Coficiente Básico	Nivel de control	Corrección
<b>Acero</b>	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
<b>Hormigón</b>	$\gamma_c = 1,50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	-0,10

En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10%

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.

(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

Tabla N°2.6 Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales, Fuente: CBH87

Los valores de los coeficientes de minoración para las acciones según el nivel de control

<b>Coeficiente Básico</b>	<b>Nivel de control y daños previsibles</b>		<b>Corrección</b>
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control de la ejecución	Reducido	+0,2
		Normal	0
		Intenso	-0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y Exclusivamente materiales	-0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+0,20

Tabla N°2.7 Coeficientes de ponderación de las acciones, Fuente: CBH87

### **b. Estados límites de utilización**

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

Para el estudio de los estados límites de utilización se adoptarán los siguientes coeficientes de seguridad:

- coeficiente de minoración del hormigón  $\gamma_c = 1$
- coeficiente de minoración del acero  $\gamma_s = 1$
- coeficiente de ponderación de las acciones:
  - acciones de carácter variable, con efecto favorable, cuando puedan actuar o dejar de hacerlo  $\gamma_c = 0$
  - en los demás casos  $\gamma_c = 1$

### **Hipótesis de carga consideradas para la estructura**

Para el cálculo estructural es necesario descubrir la hipótesis más crítica para el diseño de la estructura, esto es la de mayores solicitaciones en la pieza que estemos diseñando. Así tenemos las siguientes hipótesis genéricas, recomendadas por la norma y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, pero puede haber otras hipótesis dependiendo de proyecto estructural y constructivo que se esté ejecutando.

En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

$$\text{Hipótesis II:} \quad 0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0,9 \gamma_{fg} \cdot W$$

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Donde:

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

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

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

W: valor característico de la carga de viento.

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

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

### 2.5.2.3. Vigas

Las vigas de Hormigón Armado, son elementos estructurales diseñados para sostener cargas lineales, concentradas o uniformes, en una sola dirección. Donde se idealizan fibras internas que soportan cargas de compresión, que son absorbidas por el hormigón y fibras traccionadas que son contrarrestadas por las barras de acero. Las vigas también soportan esfuerzos cortantes hacia los extremos que son contrarrestados por barras de acero armados de manera transversal.

#### - Cálculo a flexión simple

Se debe mayorar el Momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$

$$M_d = \gamma_s * M$$

Se calcula el momento reducido de cálculo.

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

Donde:

- $\mu_d$ : Momento reducido de cálculo.
- $M_d$ : Momento de diseño (envolvente).
- $b_w$ : Ancho de Viga.
- $d$ : Canto útil.
- $f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del Hormigón.

Si:  $\mu_{lim} > \mu_d$  No necesita armadura de compresión

Aplicar:

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

Donde:

- $w$ : Cuantía mecánica (función del  $\mu_d$  interpolado en la tabla Universal de cálculo para flexión simple o compuesta).
- $b_w$ : Ancho del elemento que se analiza.
- $d$ : Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.
- $f_{cd}$ : Resistencia minorada de diseño del hormigón.
- $f_{yd}$ : Resistencia minorada de diseño del acero.
- $A_s$ : Área de la armadura de acero.

Si:  $\mu_{lim} < \mu_d$  Requiere armadura de compresión.

Aplicar:

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \frac{r}{d}}$$

$$w_{s1} = w_{lim} + w_{s2}$$

Donde:

- $w_{lim}$ : Cuantía geométrica límite.
- $\mu_d$ : Momento reducido de cálculo.
- $w_{s1}$ : Cuantía mecánica para la armadura a tracción.
- $w_{s2}$ : Cuantía mecánica para la armadura a compresión.
- $r$ : recubrimiento.

Entonces:

$$A_{s1} = w_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = w_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$A_{s1}$ : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a tracción.

$A_{s2}$ : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a compresión.

○ **Cuantía geométrica mínima**

$$A_{s \min} = w_{s \min} \cdot A_c$$

$A_c$ : Área total de la sección.

$w_{s \min}$ : Cuantía geométrica mínima a flexión.

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
<b>Pilares</b>		0.008	0.006	0.005	0.004
<b>Losa</b>		0.002	0.0018	0.0015	0.0014
<b>Vigas</b>		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
<b>Muros</b>	horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008

Tabla N°2.8 Cuantías geométricas mínimas, Fuente: CBH87

○ **Distancias entre barras de armaduras principales**

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

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

- **Cálculo a cortante**

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

- $V_d$ : Cortante de diseño (envolvente).
- $b_w$ : Ancho del elemento que se analiza.
- $d$ : Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.
- $f_{cd}$ : Resistencia minorada de diseño del hormigón.
- $f_{yd}$ : Resistencia minorada de diseño del acero.
- $t$ : Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma  $A_\alpha$  (barras inclinadas más estribos).
- $A$ : área de barras inclinadas más estribo.
- $S$ : Separación entre ejes de los estribos.

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

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

Cortante último por agotamiento por compresión oblicua del hormigón

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Caso a) } V_d \leq V_{cu}$$

No requiere  $A_s$  transversal (el hormigón resiste solo), solo se dispone:

$$A_{s \min} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Caso b) } V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

Requiere  $A_s$  transversal, si no cumple esta condición, entonces se deber cambiar la sección.

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

Armadura necesaria para resistir a cortante:

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

#### 2.5.2.4. Columnas

Las columnas de hormigón armado, son elementos estructurales muy importantes en el diseño y construcción, cuya función principal es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y el último extremo al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad.

Las columnas se encuentran sometidas principalmente a esfuerzos de compresión. En sus dimensiones se deben tener en cuenta factores como la relación entre sus áreas y su longitud, para evitar problemas de pandeo; así como sus momentos de inercia.

Sus armaduras están constituidas por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal que están encargadas de absorber los esfuerzos compresión junto con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas y contribuir a resistir esfuerzos cortantes

#### ➤ **Excentricidad mínima de cálculo**

La norma se comienza a tomar en cuenta una excentricidad accidental mínima, en dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores:

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

Esto con el objeto de tener en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación de la solicitud normal.

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

➤ **Resistencia del hormigón**

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 %, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

$$f_{cd} = 0,9 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

➤ **Excentricidad de primer orden**

Será la correspondiente al extremo de mayor momento

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

➤ **Excentricidad ficticia**

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{fyd}{3500} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_o}{c + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$



➤ **Disposición de Armaduras**

Las armaduras de las columnas de hormigón armado estarán formadas por barras longitudinales y armaduras transversales formados por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y la compactación del hormigón, la menor dimensión de las columnas debe ser de 20cm si se trata de secciones rectangulares y 25cm si la sección es circular, de acuerdo a lo que prescribe la norma.

**a) Armaduras longitudinales**

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor a 12 cm y se sitúan en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse al menos una barra en cada esquina de la sección. En las columnas de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de las armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

- ✓ La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.
- ✓ Para que el hormigón puede entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara no debe ser igual o mayor a 2 cm, que el diámetro de la barra mayor y que 6/5 del tamaño máximo.

En caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:

Momento reducido:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

Axil reducido:

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

Con los resultados ir a Abaco y extraer:  $w$

$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}/f_{yd}$$

La armadura mínima es:

$$A_s = 0,008 \cdot A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 \cdot A_c$$

## b) Armaduras transversales

El objetivo de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales, evitar la rotura a deslizamiento del hormigón y, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación entre planos de cercos o estribos debe cumplir las siguientes restricciones:

$$S \leq b_e$$

Siendo:

$b_e$ : la menor dimensión de la pieza

Es recomendable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

Con el objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre estribos debe ser:

$$S \leq 15 \cdot \phi$$

Siendo:

$\phi$ : El diámetro de la barra longitudinal más delgada.

El diámetro del estribo debe ser

$$\phi_{estribo} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{armadura\ longitudinal} \quad \text{ó} \quad 6mm.$$

➤ **Pandeo en piezas comprimidas de hormigón armado**

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

○ **Longitud de pandeo**

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario. La longitud de pandeo  $l_0$  de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo.

<b>Sustentación de la pieza</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Un extremo libre y otro empotrado	2
Articulado en ambos extremos. Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro	0,7
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0,5
Soportes elásticamente empotrados	0,7
Otros casos	0,9

Tabla N°2.9 Valores del coeficiente  $\alpha$ , Fuente: CBH87

Siendo necesario definir si el pórtico puede considerarse intraslacional o traslacional.

La longitud de pandeo se define con la siguiente ecuación:

$$l_0 = \alpha \cdot l ; \alpha \text{ se obtiene calculando } \Psi$$

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

Monogramas para pórticos:

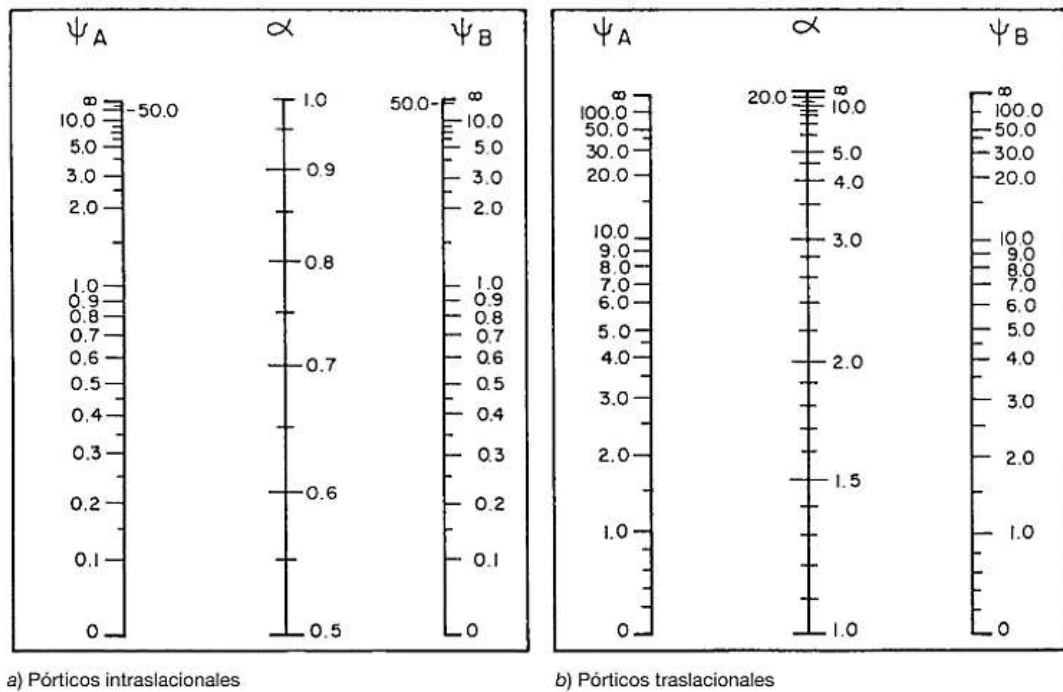


Figura 2.4 Monogramas para pórticos, Fuente: CBH87

○ **Esbeltez**

✓ **Geométrica.** - Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación entre la longitud de pandeo y la dimensión  $h$  de la sección en el plano de pandeo:

$$\lambda_g = l_o/h$$

✓ **Mecánica.** - Es la relación entre la longitud de pandeo y el radio de giro  $i$ , de la sección en el plano de pandeo:

$$\lambda = l_o/i$$

$$i = \sqrt{(I/A)}$$

A: Área de la sección

I: Inercia de dicho plano

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

- Para esbeltez mecánicas  $\lambda < 35$  (equivalente, 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 de pandeo.

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

En ambas condiciones la pieza se considera corta

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{I/A}} < 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} < 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

### ➤ Flexión esviada

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

- ✓ En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- ✓ En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- ✓ En último caso es sin duda el más frecuente. En el que se encuentran: La mayoría de los pilares, pues, aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o

del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y ausencia, de métodos prácticos para su tratamiento.

#### 2.5.2.5. Zapatas

Las fundaciones estarán formadas por zapatas aisladas, ya que las cargas provenientes de las estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas y la resistencia del terreno de fundación se puede clasificar como media o alta.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

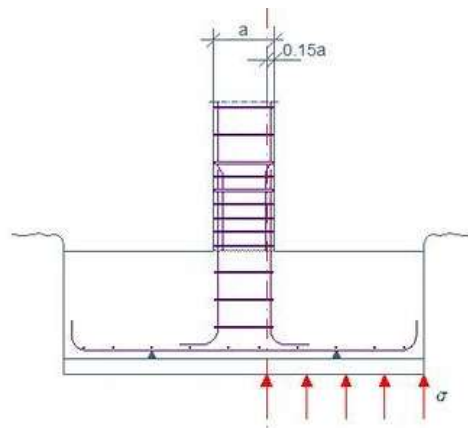


Figura 2.5 Zapata aislada, Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

#### ✓ Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga concentrada

Momento en el eje x ( $M_x$ ), Momento en el eje y ( $M_y$ ), Cortante en el eje x ( $V_x$ ), Cortante en el eje y ( $V_y$ ), Carga vertical que llega a la zapata ( $N$ ).

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga  $N$ .

$$P \cdot P_{zapata} = 0.05 \cdot N$$

Para calcular los lados  $a$  y  $b$  de la zapata, se encuentra el área mínima que deberá tener el elemento con la siguiente relación:

$$A_{min} = N / \sigma_{adm}$$

Para comprobar si las dimensiones cumplen, se verifica el punto más crítico con la relación:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Para que la zapata no sea esforzada en tracción, es recomendable  $\sigma_{min} \geq 0$

La altura de la zapata debe ser mayor a las siguientes relaciones:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} \quad \gamma_f = 1,6$$

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

Recubrimiento mínimo de la zapata 5cm.

Altura de la zapata:  $h = d + 5\text{cm}$ .

Altura mínima de una zapata, 20cm.

Posteriormente se calcula el peso propio real de la zapata con la relación:

$$P \cdot P_{zapata} = \gamma_{H^o} \cdot Volumen$$

La carga vertical  $N$  total será la sumatoria de la carga  $N$  más el peso propio de la zapata. Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flexor, y

éste sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

Luego de haber encontrado los esfuerzos actuantes se realizan verificaciones de estabilidad de la estructura.

**Verificación por vuelco:**

$$\gamma_{va} = \frac{(N + P \cdot P_{zapata}) \cdot \frac{a}{2}}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{vb} = \frac{(N + P \cdot P_{zapata}) \cdot \frac{b}{2}}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1,5$$

**Verificación por corte:**

$$V_u \leq \emptyset V_c$$

$$V_c = 0,53 \cdot B \cdot d \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad V_u = q_u \cdot \left( \frac{B - C}{2} - d \right) \cdot L \quad \emptyset = 0,85$$

**Verificación por punzonamiento:**

$$V_u \leq 0,85 \cdot (0,27) \cdot \left( 2 + \frac{4}{B_c} \right) \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot B \cdot d$$

✓ **Cálculo de la armadura**

Para calcular la armadura de la zapata, se debe encontrar el momento de diseño. Para esto se calculan las tensiones de la zapata, sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego se encuentra el momento ( $M_e$ ) a una distancia de 15 cm de la cara de la columna del bloque más comprimido y se mayor a el mismo.

$$M_{ed} = 1,6 \cdot M_e$$



$$\mu_d = \frac{M_{ed}}{b \cdot b^2 \cdot f_{cd}} \quad w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d)$$

El área de acero será:

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

La armadura mínima será:

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

### 2.5.3. Estructuras complementarias

Las estructuras complementarias estarán comprendidas tanto por las escaleras y rampas que se detalla a continuación.

#### 2.5.3.1. Escaleras

Una escalera es un medio de acceso entre los diferentes niveles de una edificación, que permite a las personas ascender y descender entre plantas. Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc. Una escalera se compone de las siguientes partes:

- ✓ **Peldaño:** Son todas las partes donde se apoya el pie al ascender o descender. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella”.

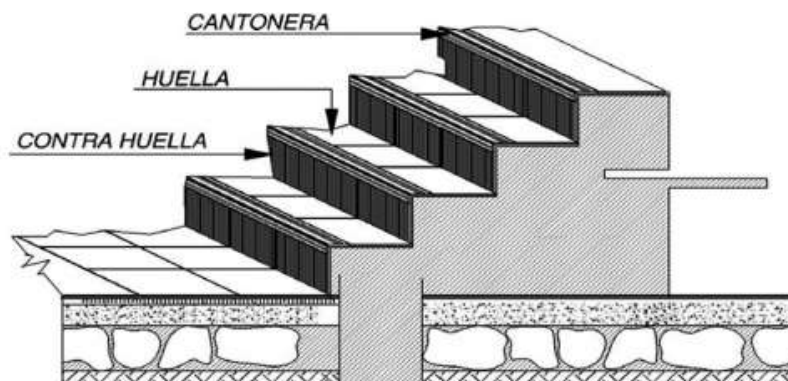


Figura 2.6 Partes de una Escalera, Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

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

- ✓ **Caja de escalera:** Es el espacio que ocupa una escalera en una edificación. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de Ojo de Escalera.
- ✓ **Arranque de escalera:** Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

Algunas consideraciones que se deben tomar al diseñar escaleras:

- El ancho de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. El ancho mínimo que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.
- Cuando el Rellano o Meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.
- La altura de paso o escapada es: la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; solo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.
- El ancho o huella de un peldaño suele oscilar entre los 25 y 30 cm punto para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22cm, siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.
- La huella, al contraerse con la contrahuella casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.
- Las barandillas Son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

## Proceso de cálculo de armaduras

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

- **Armadura Longitudinal**

Cálculo del momento reducido

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

Con el momento reducido se encuentra  $w_s$  de la tabla de cuantía mecánica

Entonces la armadura necesaria será:

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

Armadura mínima:

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

### 2.5.3.2. Rampas

La rampa, en definitiva, es un plano inclinado que se utiliza para ascender o descender por él. Gracias a su disposición, las rampas pueden contribuir al desplazamiento de una carga con un menor esfuerzo.

Este elemento reemplaza a la escalera convencional como elemento para ascender o descender, su forma geométrica hace que las personas con movilidad reducida (ancianos, individuos que se desplazan en una silla de ruedas, etc.) tengan la posibilidad de subir o bajar entre pisos sin dificultad.

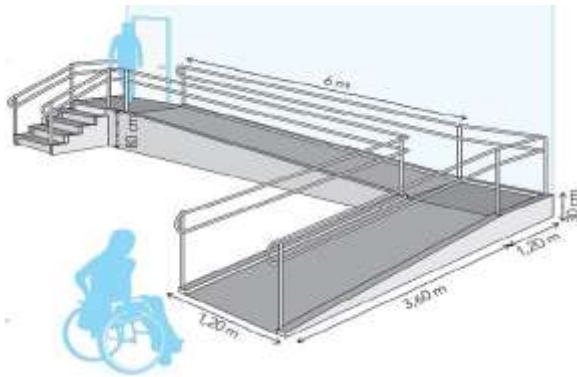


Figura 2.7 Rampa fija, Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

### Tipos de rampas

Puesto que el objetivo de estas rampas es comunicar dos zonas que están a distinto nivel, tanto en interior como al aire libre, las opciones para su construcción son varias, tanto en materiales (hormigón, madera o metal) como en diseño (fijas o plegables-móviles). Las rampas salvan escaleras o rampas de acceso para discapacitados nunca deben superar el 10% de inclinación. Cuanto más largas sean, menor será su pendiente, siendo más fácil transitar por ellas.

- **Rampas fijas de obra**

Este tipo de rampas para discapacitados son permanentes y se usan para salvar desniveles medios o elevados. Forman una unidad arquitectónica con su entorno, y deben quedar integradas en el espacio donde se ubican.

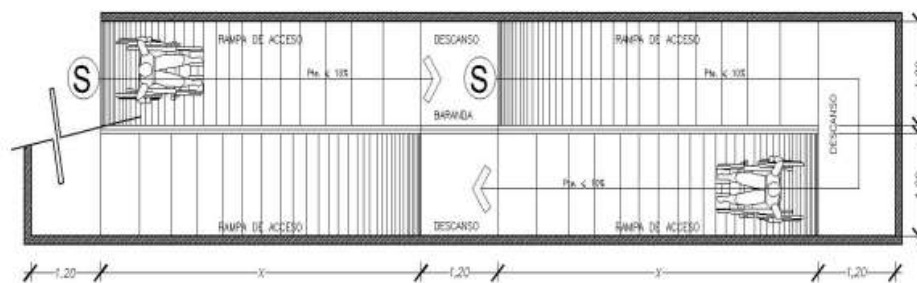


Figura 2.8 Vista en planta estructura Rampa, Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

- **Rampas fijas prefabricadas**

Las rampas fijas prefabricadas sirven para salvar pequeños desniveles en zonas de tránsito medio. Aunque son fijas, pueden moverse con facilidad. Encontramos

este tipo de soluciones en los jardines de muchas viviendas y en accesos a playas o parques naturales.

- **Rampas plegables**

Las rampas plegables para sillas de ruedas permiten salvar desniveles pequeños en momentos puntuales, y pueden moverse, transportarse y almacenarse con facilidad, ya que al plegarse reducen su tamaño a la mitad. Normalmente, se fabrican con materiales ligeros como el aluminio.

Construir una rampa de acceso implica cumplir con una serie de cuestiones técnicas. En todos los casos, estos elementos deben ser accesibles, usables y seguros. Por este motivo, se seguirá las recomendaciones de la normativa boliviana NB 1220005:2013 “Accesibilidad de las personas con discapacidad al medio físico - Edificios y espacios urbanos - Rampas fijas adecuadas y básicas”.

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

Para lograr la correcta ejecución del proyecto se deben definir elementos importantes como son, el pliego de especificaciones técnicas, el análisis de precios unitarios, la aplicación de cálculos métricos para poder obtener un presupuesto de obra y así obtener una tentativa de tiempo de ejecución.

### **2.6.1. Especificaciones técnicas**

Es un documento en el que se definen las normas, características, exigencias, procedimientos a ser empleados y condiciones técnicas de la obra que el contratante requiere ejecutar por intermedio del Contratista, en términos de calidad y cantidad.

El pliego de especificaciones debe consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deben adoptarse durante la construcción entre otros.

### **2.6.2. Precios unitarios**

Son los costos individuales de cada ítem el cual resulta del análisis de costos de los siguientes elementos:

- ✓ Material.
- ✓ Mano de Obra.
- ✓ Maquinaria y Equipo.
- ✓ Costos indirectos.

Para el análisis de precios unitarios del proyecto se toman en cuenta, como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA, como gastos generales el 10% y como utilidad es 10%. Para los impuestos se toma un valor del IVA del 14,94% y un valor de IT del 3,09%

### **2.6.3. Cómputos métricos**

Los cómputos métricos es la cuantificación de los materiales, la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

El objetivo de los cómputos métricos es, establecer el costo referencial de una proyecto parcial o total como también determinar la cantidad de material necesario para llevar a cabo la obra.

### **2.6.4. Presupuesto de obra**

Un presupuesto es la presentación por escrito del costo de una obra o proyecto y estará compuesto por una serie de partidas y sub-partidas dentro de las cuales deberán de estar todos los conceptos que comprenden la obra a realizar, en el presupuesto se nos indicara el costo de cada uno de los conceptos mediante un precio previamente analizado, obteniendo el costo total por ítem y su desglose para que finalmente la suma de todas nos dé el costo total por ejecutar dicha obra.

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

Un cronograma no es más que la herramienta con la que estableceremos el calendario o plazos de una obra o proyecto. Es donde se define el calendario de ejecución del conjunto de actividades previstas.

Donde no solo se indica la fecha de inicio y el plazo de ejecución, sino la programación de cada una de las actividades que la componen.

Existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En este caso se usará el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1. Análisis del levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico del área del proyecto fue realizado por parte de la alcaldía donde se obtienen las siguientes curvas de nivel:

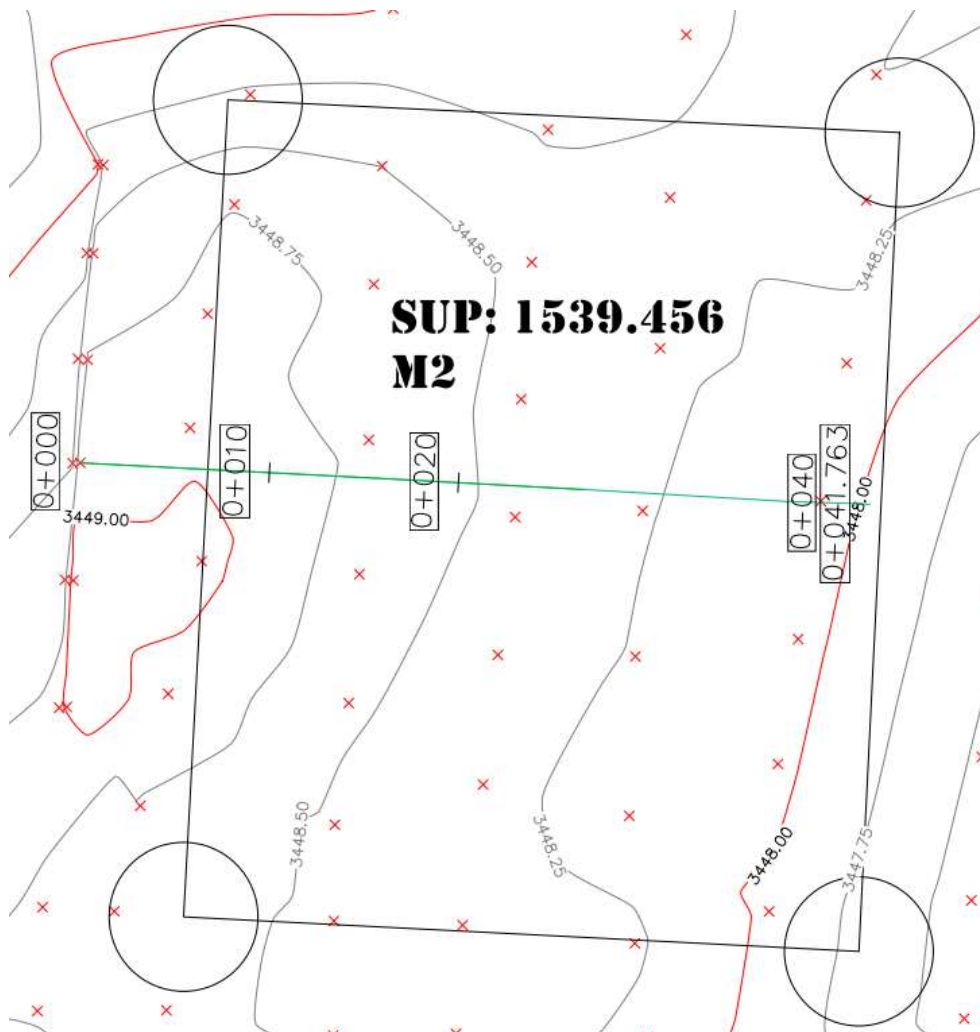


Figura 3.1 Topografía del terreno, Fuente: Elaboración propia.

El área de emplazamiento cuenta con un desnivel de 0.75m. entre la cota 3448.75 msnm correspondiente a la progresiva 0+010 y la cota 3448 msnm correspondiente a la progresiva 0+041.76. con una pendiente de 2.36% topográficamente se considera un terreno plano.



## Validación

A objeto de validar los resultados proporcionados por el municipio se realizó un reporte fotográfico:



Figura 3.2 Lugar Físico del Terreno, Fuente: Elaboración propia.

Se pudo apreciar mediante el reporte fotográfico y una inspección visual que el terreno de emplazamiento del proyecto presenta pendientes mínimas como indica el estudio topográfico.

### 3.2. Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos fue elaborado por el personal del Gobierno Autónomo Municipal de la provincia de Villazón.

#### Datos proporcionados del pozo:



UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAEL SARACHO"  
 FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA  
 PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGON

### GRANULOMETRÍA

Proyecto: Const. Centro Integral de Acojida Luz Divina	Identificación: Pozos
Procedencia: Villazón - Potosí	Laboratoristas: Tec. Marisol Rodríguez A. Javier Andrade G.
Solicitante: EMSICO S.R.L.	Fecha: 17/07/2017

Peso Total (gr.)			1000	A.S.T.M.	
Tamices	Tamaño (mm)	Peso Ret. (gr)	Ret. Acum (gr)	% Ret	% Que Pasa del Total
3"	75	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	37,50	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
1/2"	12,50	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8"	9,50	0,00	0,00	0,00	100,00
Nº4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
Nº10	2,00	25,60	25,60	2,56	97,44
Nº40	0,425	13,50	39,10	3,91	96,09
Nº200	0,075	107,90	147,00	14,70	85,30

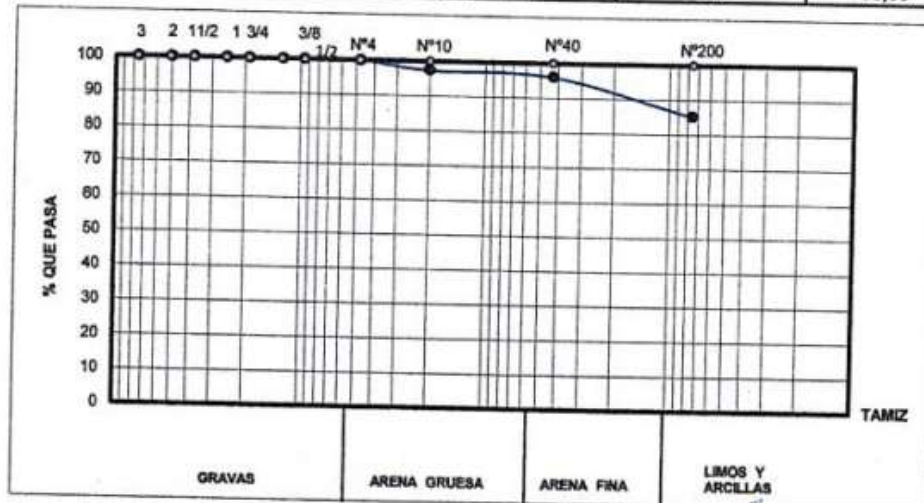


Figura 3.3 Datos granulometría del Pozo N°1, Fuente: Alcaldía Municipal



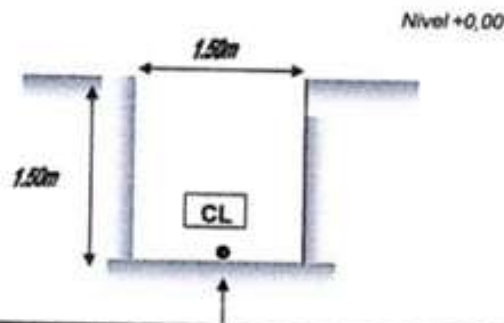
UNIVERSIDAD AUTONOMA "JUAN MISAEL SARACHO"  
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGON

### ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T.)

Proyecto: Const. Centro Integral de Acojida Luz Divina	Identificación: Pozo N° 1
Procedencia: Villazón - Potosí	Laboratoristas: Tec. Mariel Rodríguez A. Javier Andrade G.
Solicitante: EMSICO S.R.L.	Fecha: 17/07/2017

Datos Standardizados del Equipo				
Altura de penetración	30 cm			
N° golpes para alcanzar 30 cm				
Peso del Martillo	65 kg			
Altura de caída	75 cm			
Pozo N°	Profundidad mts	N° Golpes	Resist. Adm. kg/cm <sup>2</sup>	Tipo de Suelo
1,00	1,50	18,00	2,20	SUCS: CL AASHTO: A - (8)
1,00	3,00	21,00	2,25	
1,00	4,00	22,00	2,40	

#### DESCRIPCION GRAFICA



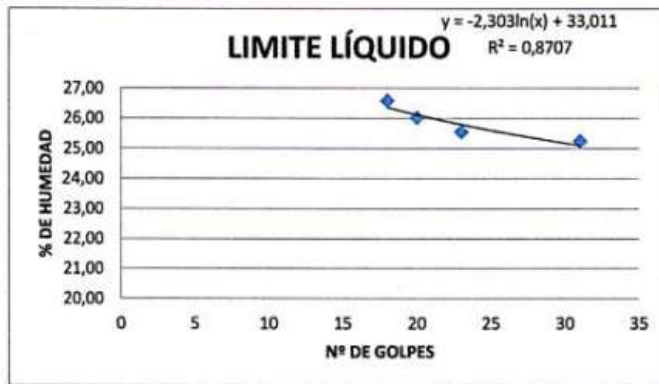
#### OBSERVACIONES

- No se observa la presencia de nivel freático



Ing. Jose Ricardo Arce A.  
ENCARGADO DE LABORATORIO  
DE SUELOS  
U.A.J.M.S.

Figura 3.4 Datos Ensayo SPT. del Pozo N°1, Fuente: Alcaldía Municipal



**Determinación de Límite Plástico**

Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula	22,50	23,40	21,30
Peso de suelo seco + Cápsula	21,90	22,80	20,70
Peso de cápsula	17,90	19,60	17,50
Peso de suelo seco	4,00	3,20	3,20
Peso del agua	0,60	0,60	0,60
Contenido de humedad	15,00	18,75	18,75

Límite Líquido (LL)	<b>26</b>
Límite Plástico (LP)	<b>18</b>
Índice de plasticidad (IP)	<b>8</b>
Índice de Grupo (IG)	<b>8</b>

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
SUCS:	CL	Arcilla Arenosa
AASHTO:	A-8 (8)	

  
 Ing. José Ricardo Arce A.  
 ENCARGADO DE LABORATORIO  
 DE SUELOS  
 U.A.J.M.S.



Figura 3.5 Datos Ensayo LL del Pozo N°1, Fuente: Alcaldía Municipal

**Validación de Clasificación de suelo:**

Con la información proporcionada, se extrae los datos de las planillas para su verificación:

Límite Líquido (%) = 26

Límite Plástico (%) = 18

Índice de Plasticidad (%) = 8

(%) que pasa por el tamiz N°10 = 97.44

(%) que pasa por el tamiz N°40 = 96.09

(%) que pasa por el tamiz N°200 = 85.30

Verificación de clasificación por el sistema **AASHTO**:

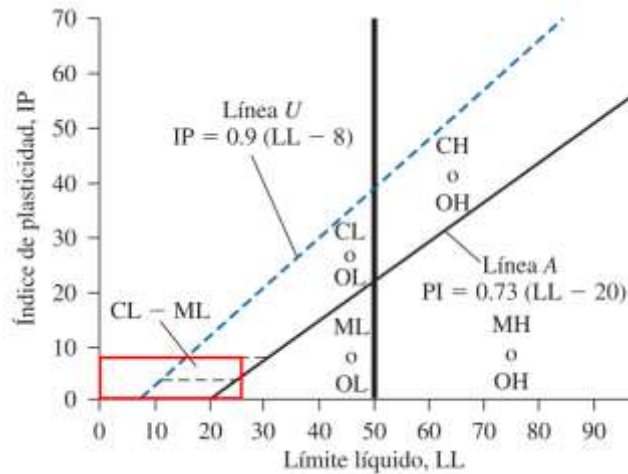
- ✓ MÁS del 35% pasa el Tamiz N°200: Material limo arcilloso
- ✓ La muestra puede ser clasificada como: A4, A5, A6, A7
- ✓ Por Índice de Plasticidad: A-4, A-5
- ✓ Por Limite Liquido: A-4

Clasificación general	Materiales de limo y arcilla (más de 35% de la muestra total pasa la malla núm. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo				A-7-5 <sup>o</sup> A-7-6 <sup>o</sup>
Análisis por mallas (% que pasa)				
Malla núm. 10				
Malla núm. 40				
Malla núm. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa				
Malla núm. 40				
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación subrasante	Regular a malo			

La muestra se clasifica como un **suelo A-4**

Clasificación por el sistema unificado **SUCS**:

F=85.30 (%pasa N°200) > 50%; Corresponde a un suelo de grano fino





Según la carta de plasticidad el símbolo de grupo es CL

- Inorgánico;  $LL < 50$ ;  $PI > 7$ ; Se grafica sobre o arriba de la línea A

Entonces se trataría de un suelo tipo: **CL Arcilla inorgánica de baja plasticidad**

**Clasificación del suelo:**

**AASHTO: A-4<sup>(8)</sup> Suelo Arcilloso**

**SUCS: CL Arcilla inorgánica de baja plasticidad**

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, es realizado por el ensayo de SPT (Standard Penetration test). El reporte proporcionado indica que el ensayo se realizó en cuatro pozos ubicados en zonas estratégicas a profundidades variables. Como se indica a continuación:

**Validación SPT:**

Con la información proporcionada del estudio de suelos se realiza el siguiente perfil estratigráfico del suelo y resumen de resultados.

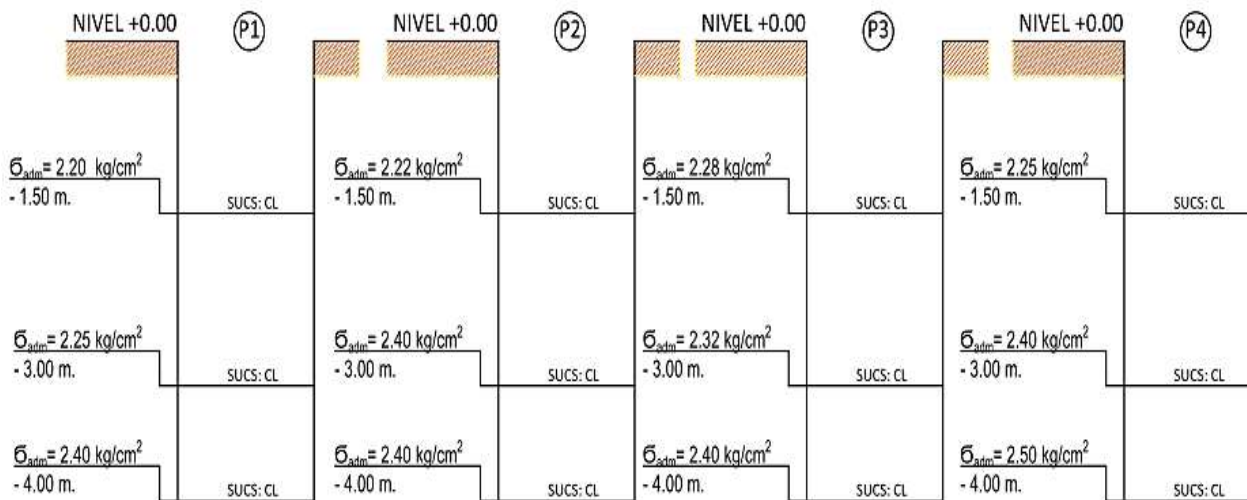


Figura 3.6 Perfil Estratigráfico del Estudio de suelos, Fuente: Elaboración propia.

Datos de esfuerzo admisible a -1.5m:

Pozo	Profundidad	N° Golpes	Resist. Adm.	Tipo de suelo
N°	m		kgf/cm <sup>2</sup>	
1	1,5	18	2,20	SUCS: CL
2	1,5	19	2,22	AASTHO:
3	1,5	20	2,28	A-4 <sub>(8)</sub>
4	1,5	21	2,25	

Tabla N°3.1 Datos SPT a -1.5m de los pozos, Fuente: Elaboración propia.

Se verifica el pozo N°1 por ser el más desfavorable:

### Capacidad de carga según la norma (ACI-IPSI 2002)

El orden de magnitud de la resistencia admisible del suelo puede estimarse de acuerdo al siguiente criterio:

$$\text{En suelos granulares: } \sigma_{adm} \approx N^{\circ} \text{Golpes} / 9$$

$$\text{En suelos cohesivos no muy blandos: } \sigma_{adm} \approx N^{\circ} \text{Golpes} / 8$$

Para:

Pozo	Profundidad	N° Golpes	Resist. Adm	Resist. Adm.
N°	m			kgf/cm <sup>2</sup>
1	1,5	<b>18</b>	<b>18/8</b>	<b>2.25</b>
2	1,5	19	19/8	<b>2.38</b>
3	1,5	20	20/8	<b>2.5</b>
4	1,5	21	21/8	<b>2.63</b>

Tabla N°3.2 Verificación SPT a -1.5m de los pozos, Fuente: Elaboración propia.

### Capacidad de carga con el método de Terzaghi:

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

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

Donde:

- $N_{60}$ : Número de penetración estándar corregido para condiciones de campo.
- Número de penetración medido N = 18

- Eficiencia del martillo  $\eta_H = 45\%$
- corrección por el diámetro de la perforación  $\eta_B = 1$
- corrección del muestreador  $\eta_S = 1$
- corrección por longitud de la barra  $\eta_R = 0.75$

$$N_{60} = \frac{N \cdot \eta_H \cdot \eta_B \cdot \eta_S \cdot \eta_R}{60} = \frac{18 \cdot 45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.75}{60} = 10.13 \approx 11 \text{ golpes}$$

Angulo de fricción  $\phi'$ :

- Según Terzaghi y Peck

$$\phi' = 28.5 + 0.25 \cdot N_{60}$$

$$\phi' = 28.5 + 0.25 \cdot 11 = 31.25 \approx 31^\circ$$

- Según Peck, Hanson y Thornburn (1974)

$$\phi' = 27.1 + 0.3 \cdot N_{60}$$

$$\phi' = 27.1 + 0.3 \cdot 11 = 30.4 \approx 30^\circ$$

**Tabla 3.1** Factores de capacidad de carga de Terzaghi — ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6). De Kumbhojkar (1993).

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65

Los factores de carga (ruptura localizada) para un ángulo de fricción interna de  $30^\circ$ :

$$N_c = 37.16 \quad N_q = 22.46 \quad N_\gamma = 19.13$$

Sobrecarga del suelo que está por encima de la zapata:

- profundidad de fundación:  $D_f = 1.5 \text{ m}$   $\gamma_{\text{suelo}} = 1500 \text{ kgf/m}^3$

$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$q = 0.0015 \cdot 150 = 0.225 \text{ kgf/cm}^2$$



Capacidad de carga última para zapatas cuadradas según Terzaghi:

- $c' \approx 0$  (cohesión aproximada para arcillas normalmente consolidadas)
- $B = 1.40$  m (Lado de la zapata)

$$q_u = 1.3 c' \cdot N_c + q N_q + 0.4 \gamma B \cdot N_\gamma$$

$$q_u = (1.3 \cdot 0 \cdot 37.16) + (0.225 \cdot 22.46) + (0.4 \cdot 0.0015 \cdot 140 \cdot 19.13)$$

$$q_u = 6.66 \text{ kgf/cm}^2$$

El factor de seguridad debe ser al menos de 3 en todos los casos. **FS = 3**

Entonces, la capacidad de carga admisible por área unitaria de la cimentación es:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{adm} = \frac{6.66}{3}$$

$$q_{adm} = 2.22 \text{ kgf/cm}^2$$

También se verifica para un suelo arcilloso según la tabla de presiones admisibles para distintos tipos de suelos de la bibliografía, Ing. de Cimentaciones. Peck, 1993.

<b>PRESIONES ADMISIBLES DE LOS SUELOS</b>	
Arena muy suelta	0-0.5
Arena suelta	0.5-1.5
Arena firme	1.5-3.0
Arena compactada	3.0-6.0
Arcilla Blanda	0.0-0.75
Arcilla firme	0.75-1.25
Arcilla resistente	1.25-2.5
Arcilla dura	2.5-5.0
Roca en capas laminadas	5.0-15.0
Roca masiva con alguna fisura	15.0-40.0
Roca masiva sana	10.0-100.0

Tabla N°3.3 Presiones admisibles, Fuente: Cimentaciones Peck 1993

Los valores obtenidos del estudio de suelos están dentro de los rangos de los valores orientativos según las bibliografías, entonces se valida como correcto los datos proporcionados.

**Datos del suelo a tomarse en cuenta el proyecto:**

Para el presente proyecto se toma como datos y por seguridad la resistencia más desfavorable, que corresponde al pozo Nro. 1. Dado que el suelo presenta una buena capacidad portante, el esfuerzo admisible para el proyecto será el más desfavorable, igual a 2.20 kgf/cm<sup>2</sup> y la profundidad de cimentación será a -1.5m. ya que es la profundidad que corresponde tal esfuerzo admisible.

✓ **Suelo arcilloso A-4(8), CL**

✓ **Capacidad portante de:**

$$\sigma_{adm} = 2.20 \text{ kgf/cm}^2$$

✓ **Profundidad de cimentación -1.5 m.**

Todas las planillas del estudio del suelo proporcionado se encuentran detallado en el anexo A-3.

**3.3. Diseño arquitectónico**

El proyecto cuenta con un terreno de 1539.52m<sup>2</sup>, y un área de construcción de 2261m<sup>2</sup>, el cual cuenta con dos plantas que se encontrarán en un solo modulo.

La infraestructura cuenta con todas las áreas requeridas para este tipo de equipamiento como ser área administrativa, área publica, área privada y área de servicio.

La planta baja cuenta con una oficina de dirección, oficina de administración, oficina de SImin, asesora legal, trabajadora social, psicóloga, medicina general, enfermería, oficina de seguridad, Salón de reuniones, taller de repostería – cocina, taller de costura, taller de peluquería o manualidades, capilla, comedor y área de servicio.

La segunda planta cuenta con, una biblioteca, dormitorios familiares, dormitorios grupales, dormitorios individuales, baños y duchas.

El plano arquitectónico fue proporcionado por el gobierno autónomo municipal de la ciudad de Villazón provincia Modesto Omiste y se encuentra en el anexo A-11.

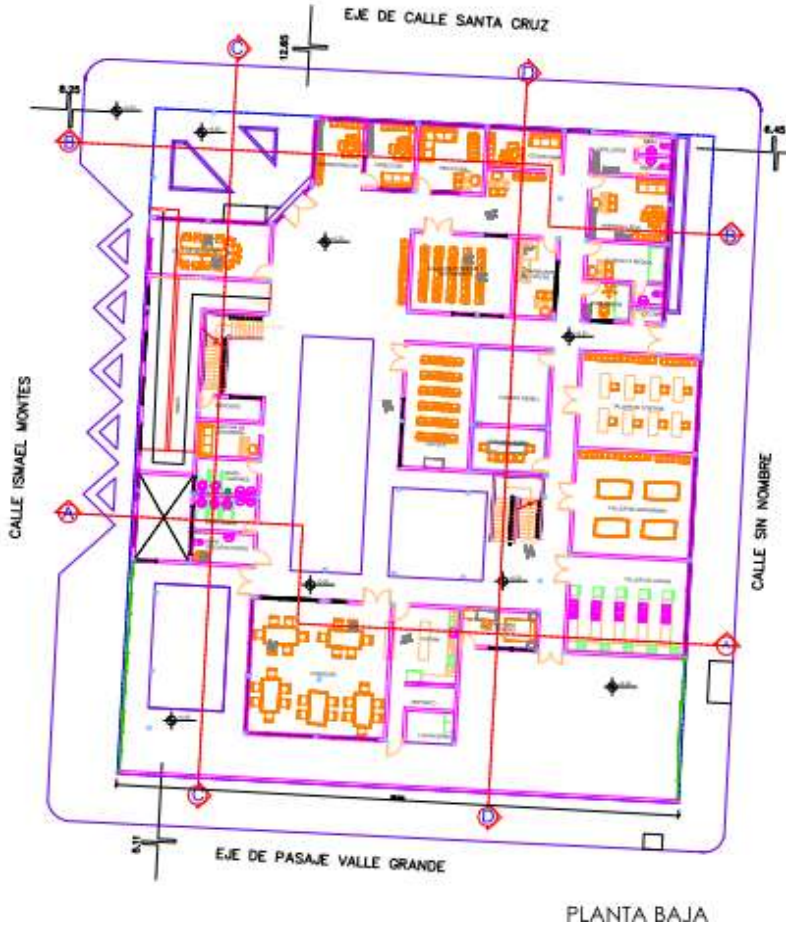


Figura 3.7 Vista en Planta y Fachada del Proyecto, Fuente: Alcaldía Municipal

### 3.4. Idealización de la estructura

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

#### Diseño de juntas de dilatación

Las juntas de dilatación se disponen para absorber los movimientos termohigrométricos (de temperatura y retracción) provocados en la estructura.

En de edificios corrientes, la distancia entre las juntas de dilatación, está en función de las condiciones climatológicas de la ubicación del proyecto y según la norma CBH-87, no será superior:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10°C), 25 m.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor a 10°C), 50 m.

La ciudad de Villazón corresponde a una región seca, alta variación térmica y la dimensión del edificio es de 41.23 metros de largo, mayor a los 25 metros, también tiene una gran superficie de losas muy concentrada en el centro de la estructura y dado la geometría cuadrada de la estructura, se hace necesario la implementación de juntas de dilatación para el proyecto.

Datos:

$$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C} \text{ (Coeficiente de dilación térmica del hormigón)}$$

$$L = 25 \text{ m} \quad (\text{Longitud de cálculo})$$

$$T_{max} = 34.89 \text{ } ^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -13.31 \text{ } ^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T = T_{max} - T_{min} \quad (\text{Variación de temperatura})$$

$$\Delta T = 34.89 - (-13.31)$$

$$\Delta T = 48.2^{\circ}C$$

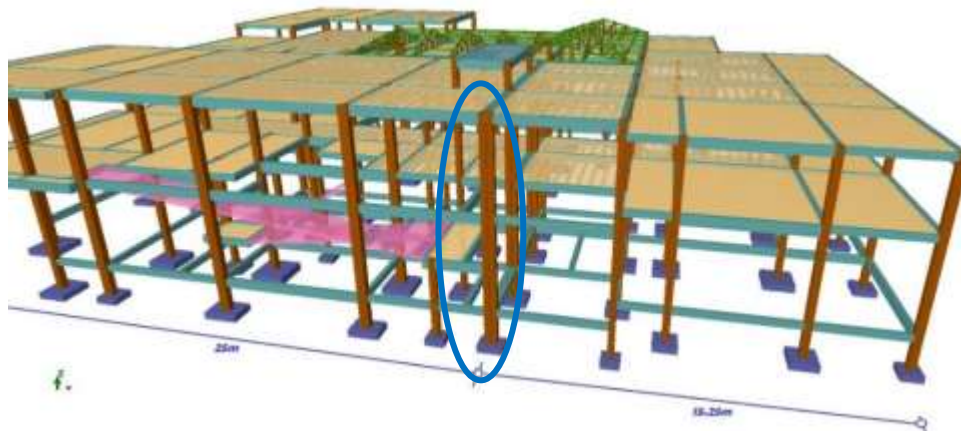
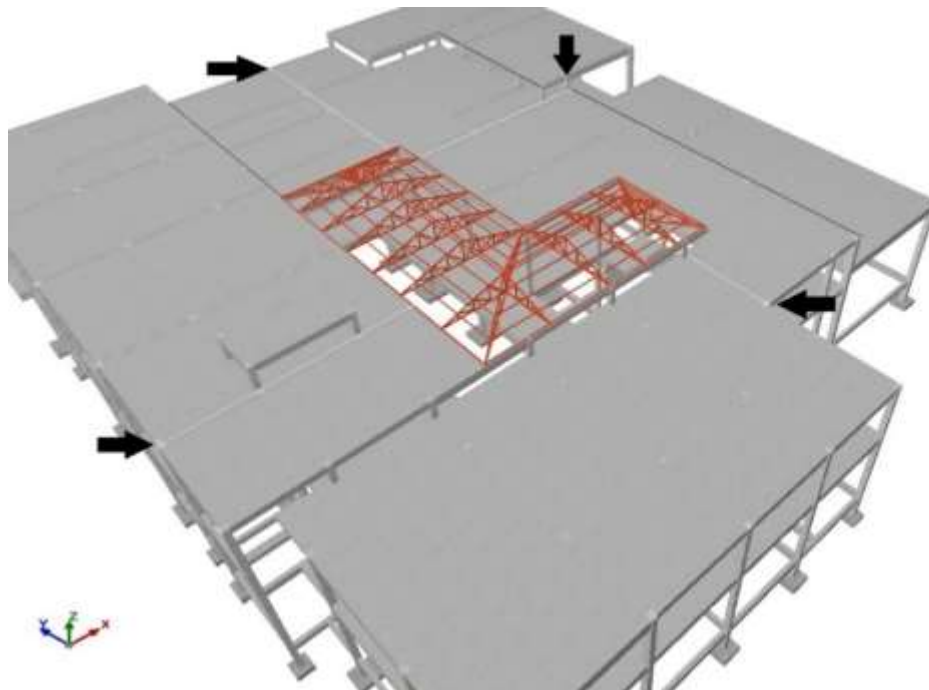
La estructura contará con 4 juntas de dilatación de:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

$$\Delta L = 1.0 \cdot 10^{-5} \cdot 25 \cdot 48.2 \cdot (100) = 1.2cm$$

Se adopta una junta constructiva y recomendada de **2 cm**

Se introducen las juntas de dilatación en las siguientes ubicaciones estratégicas:



#### **3.4.1. Sustentación de la cubierta**

La cubierta metálica está constituida por cerchas metálicas de tubos cuadrados de acero conformado en frío de sección variable de acuerdo a su disposición. La cubierta de este proyecto cubre un área de 124.38 m<sup>2</sup> en la parte central de la edificación.

#### **3.4.2. Sustentación de la edificación**

La edificación está constituida por un sistema aporricado de hormigón armado. Los pórticos de la estructura están compuestos por columnas de sección cuadrada y rectangular, vigas de sección rectangular variables y las losas serán forjados de viguetas pretensadas.

#### **3.4.3. Fundaciones**

Las fundaciones estarán compuestas por elementos aislados debido a sus solicitaciones y a la buena resistencia que se encontró en el suelo. Las cargas provenientes de la estructura determinaran las dimensiones las mismas, la fundación se encuentra a un nivel de -1.5 m.

### **3.5. Diseño estructural**

El análisis, cálculo y diseño estructural se realizará el paquete informático CYPECAD en su versión 2017, en el Anexo A-10. se encuentra toda la memoria de cálculo correspondiente, además se procede a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa vigente en nuestro país, el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87.

#### **Parámetros de diseño**

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

Coefficientes de minoración de resistencias de los materiales

- $\gamma_c = 1.50$  (Hormigón)
- $\gamma_s = 1.15$  (Acero)

Coefficiente de mayoración de las cargas

- $\gamma_f = 1.6$  (fuerzas)

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

- $f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$  (Resistencia característica del hormigón en compresión)
- $f_{yk} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$  (Resistencia característica del acero en tracción)

Capacidad portante del suelo

- $\sigma_{adm} = 2.20 \text{ kgf/cm}^2$

### Cargas consideradas sobre la estructura

#### a. Cargas Muertas:

- Peso propio del forjado.

El programa CYPECAD v2017. introduce automáticamente el peso que corresponde a la geometría de la estructura

- Peso solado forjado 1

Carpeta nivelación del hormigón:  $h = 3 \text{ cm}$      $\gamma_{\text{hormigón}} = 2400 \text{ kgf/m}^3$

$$P = h \cdot \gamma_{\text{hormigón}} = \mathbf{72 \text{ kgf/m}^2}$$

Mortero para cerámico:  $h = 1 \text{ cm}$      $\gamma_{\text{mortero c}} = 1500 \text{ kgf/m}^3$

$$P = h \cdot \gamma_{\text{hormigón c}} = \mathbf{15 \text{ kgf/m}^2}$$

Revestimiento cerámico:  $h = 1 \text{ cm}$      $\gamma = 1800 \text{ kgf/m}^3$

$$P = h \cdot \gamma = \mathbf{18 \text{ kgf/m}^2}$$

Peso Cielo Razo:  $h = 2 \text{ cm}$      $\gamma_{\text{mortero c}} = 1200 \text{ kgf/m}^3$

$$P = h \cdot \gamma_{\text{hormigón}} = \mathbf{24 \text{ kgf/m}^2}$$

$$CM = 72 + 15 + 18 + 24 = 129$$

**Adoptamos:  $CM = 130 \text{ kgf/m}^2$**

- Peso solado forjado 2 (cubierta)

Carpeta nivelación para drenaje 2%:  $h = 7 \text{ cm}$ ;  $h_{\text{media}} = 3.5 \text{ cm}$

$$\gamma_{\text{hormigón}} = 2400 \text{ kgf/m}^3$$

$$P = h \cdot \gamma_{\text{hormigón}} = \mathbf{84 \text{ kgf/m}^2}$$

Peso Cielo Razo:  $h=2\text{cm}$   $\gamma_{\text{mortero c}} = 1200 \text{ kgf/m}^3$

$$P = h \cdot \gamma_{\text{hormigón}} = \mathbf{24 \text{ kgf/m}^2}$$

$$\text{CM} = 84 + 24 = 108$$

**Adoptamos: CM= 110 kgf/m<sup>2</sup>**

- Peso de muros más revoques.

Las paredes son de 20 cm, lo que implica el ladrillo en posición de 18cm con revoque exterior e interior de 1cm.

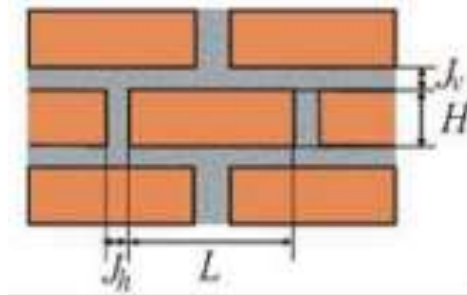
Junta vertical= 1cm

Junta horizontal=2 cm

ladrillo 6H de 12x18x24

cálculo de número de ladrillos:

$$N^{\circ}Lad = \frac{1}{(L + J_h) * (H + J_v)}$$



$$N^{\circ}L = 29.56 \text{ lad/m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en } 1\text{m}^2 = (100 \cdot 100 \cdot 8) - (12 \cdot 18 \cdot 24) \cdot 29.56 = 0.02676 \text{ m}^3$$

Insumos:

$$\text{Ladrillos} \quad 29.56 \text{ pzas/m}^2 \cdot 4.5 \text{ Kgf/pza} = 133.02 \text{ Kgf/m}^2$$

$$\text{Mortero} \quad 0.02676 \text{ m}^3 \cdot 2100 \text{ Kgf/m}^3 = 56.196 \text{ Kgf/m}^2$$

Revoque externo (mortero)

$$0.010 \text{ m} \cdot 2100 \text{ Kgf/m}^3 = 21 \text{ Kgf/m}^2$$

Revoque interno (yeso)

$$0.010 \text{ m} \cdot 1200 \text{ Kgf/m}^3 = 12 \text{ Kgf/m}^2$$

$$\text{Peso Muro} = 133.02 + 56.196 + 21 + 12 = 222.216 \text{ Kgf/m}^2$$



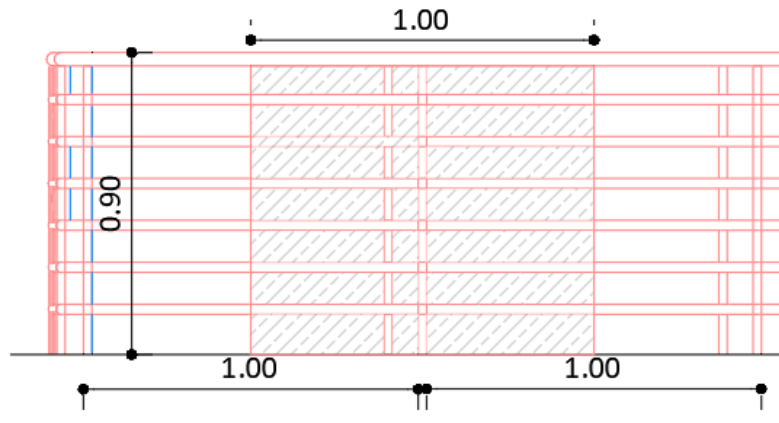
**Se adopta un peso de muro = 225 Kgf/m<sup>2</sup>**

Para precisos en los cálculos, se debe tomar en cuenta la altura equivalente de los muros porque existen las ventanas y puertas representan huecos en el área de muro

$$H_{\text{equivalente}} = H_{\text{real-muro}} - \sum A_{\text{huecos}} / L_{\text{muro}}$$

Como la altura de muros son variables, las cargas lineales de muro también serán variables.

- Peso de Barandado.



Pasamanos de tubo galvanizado

Diámetro externo = 4 cm

Diámetro interno = 3 cm

Altura de pasamanos = 0.9 m

Longitud de influencia = 1 m

Peso específico = 7800 Kgf/m<sup>3</sup>

Altura del pasamanos = 0.9 m

$$A_e = \frac{\pi}{4} (4)^2 = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_i = \frac{\pi}{4} (3)^2 = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 12.57 - 7.07 = 5.50 \text{ cm}^2$$

Carga de los tubos horizontales de la baranda ( $q_1$ )

$$q_1 = A_T \cdot \text{Longitud de influencia} \cdot \gamma_{\text{barandado}} \cdot N^\circ \text{ de Barras}$$

$$q_1 = 0.00055 \cdot 1 \cdot 7800 \cdot 7$$

$$q_1 = 30.02 \text{ kgf}$$

Carga de los tubos verticales de la baranda ( $q_2$ )

$$q_2 = A_T \cdot \text{Altura de barra} \cdot \gamma_{\text{barandado}}$$

$$q_2 = 0.00055 \cdot 0.9 \cdot 7800$$

$$q_2 = 3.86 \text{ kgf}$$

$$Q_T = 30.02 + 3.86 = 33.88 \text{ kgf}$$

para una longitud de influencia de 1m: 33.88 kgf/1m

**Se adopta una CM = 40 kgf/m**

- Peso de escaleras (sobre piso).

**Peso del barandado será CM = 50 kgf/m**

**Solado o Sobrepiso = 100 Kgf/m<sup>2</sup>**

Peso propio = el programa CYPECAD 2017. Lo determina automáticamente por geometría

- Peso Tanque de agua

La carga de tanque de agua será considerada como carga muerta

**CM= 500 kgf/m<sup>2</sup>**

#### **b. Cargas Accidentales:**

- Sobrecarga en forjados:

- Habitaciones.
- Pasillos.
- Escaleras y rampas.
- Mantenimiento.
- Biblioteca.
- Baños.
- Estar íntimo.

- Sobrecarga en el barandado.
- Carga de viento.

La carga de viento como acción horizontal se debe utilizar en el diseño del sistema principal de un edificio cerrados o parcialmente cerrado.

El viento tiene una velocidad  $v$  (m/s), este producirá una carga de viento  $w$  (Kgf/m<sup>2</sup>), en los puntos donde su velocidad sea, igual a:

$$w = \frac{v^2}{16} \text{ (kgf/m}^2\text{)}$$

Para calcular la fuerza puntual en el nudo:

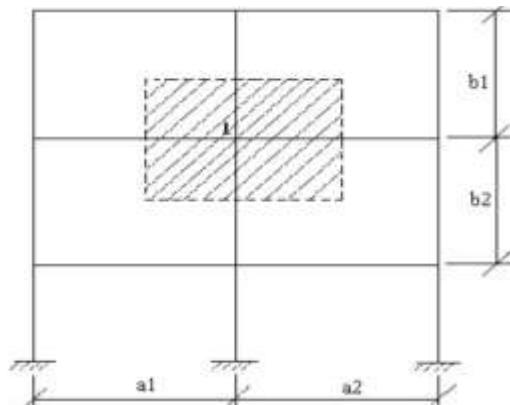


Figura 3.8 Aplicación de Carga de Viento en la estructura, Fuente: Elaboración Propia.

$$F = w \cdot \left(\frac{a_1 + a_2}{2}\right) \cdot \left(\frac{b_1 + b_2}{2}\right) \cdot C_i$$

Para la introducción de la carga de viento en el programa CYPECAD v2017 se hace uso de la norma **APNB1225003-1 Acción del Viento**

La velocidad básica del viento expresada en “m/s” se obtiene registrando la velocidad de una ráfaga para un intervalo de 3 segundos, a 10 m sobre el terreno, en condiciones de exposición tipo C y asociada con una probabilidad anual de 0.02 de ser igualada o excedida (intervalo medio de recurrencia de 50 años).

## Resultados del informe

<b>VIENTO</b>	Velocidad básica del viento	V en m/s	Nota
	<b>V = 30.2 m/s</b>	<b>30.2</b>	El periodo de retorno de referencia es de 50 años Fuentes NB 1225003-1:14 <a href="https://geodata.mit.edu/">https://geodata.mit.edu/</a>
<b>NORMA</b>			
 NB 1225003-1			
<b>ESTADO</b>			
 Bolivia			

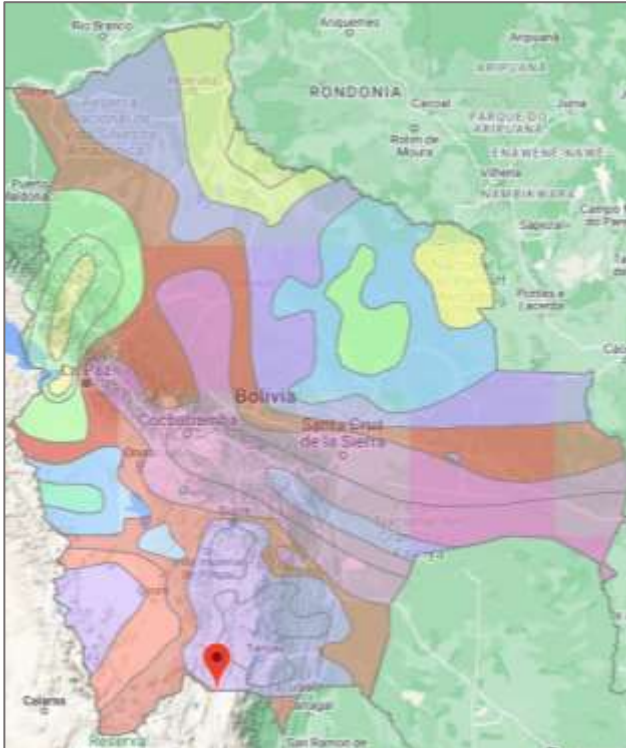


Tabla 5.3 - Velocidades Básicas del Viento en Ciudades

CIUDAD	V (m/seg)
COCHABAMBA	44,3
LA PAZ	29,5
ORURO	29,4
<b>POTOSI</b>	<b>30,2</b>
SANTA CRUZ	42,6
SUCRE	32,4
TARIJA	24,0
TRINIDAD	40,0
COBIJA	26,5

Figura 3.9 Consideraciones de Velocidad básica del Viento, Fuente: APNB1225003-1

Para la ubicación del proyecto, según los datos que proporciona el SENAMHI y la NB1225003-1, la velocidad máxima del viento para un periodo de retorno de 50 años es de 30.2 m/s que equivale alrededor 110km/hr.

Resumen de cargas sobre la edificación:

CARGAS MUERTAS	Carga	Unidad
Peso propio (depende de la geometría)	-	
Carga de muros	500	kgf/m
Carga solado en forjado	130	kgf/m <sup>2</sup>
Carga solado en losa cubierta	110	kgf/m <sup>2</sup>

Carga de barandas	40	kgf/m
Carga sobrepiso en escaleras	100	kgf/m <sup>2</sup>
Carga en losa de tanque de agua	500	kgf/m <sup>2</sup>
<b>SOBRECARGA DE USO</b>	Carga	Unidad
Sobre carga habitaciones	200	kgf/m <sup>2</sup>
Sobre carga pasillos	400	kgf/m <sup>2</sup>
Sobre carga escaleras y rampas	300	kgf/m <sup>2</sup>
Sobre carga mantenimiento	100	kgf/m <sup>2</sup>
Sobre carga biblioteca	300	kgf/m <sup>2</sup>
Sobre carga baños	300	kgf/m <sup>2</sup>
Sobre carga barandas	100	kgf/m
Sobre carga estar íntimo	400	kgf/m <sup>2</sup>

Tabla N°3.4 Cargas consideradas en la estructura, Fuente: Elaboración Propia.

### 3.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta

#### 3.5.1.1. Cubierta metálica

La cubierta metálica de este proyecto debe cubrir un área de forma de 123.5 m<sup>2</sup>. Donde la luz máxima es de 6.5m Se diseña con cerchas tipo Howe ya que este modelo se adecua a la luz y espacio a cubrir. Las cerchas tendrán una separación 2m.

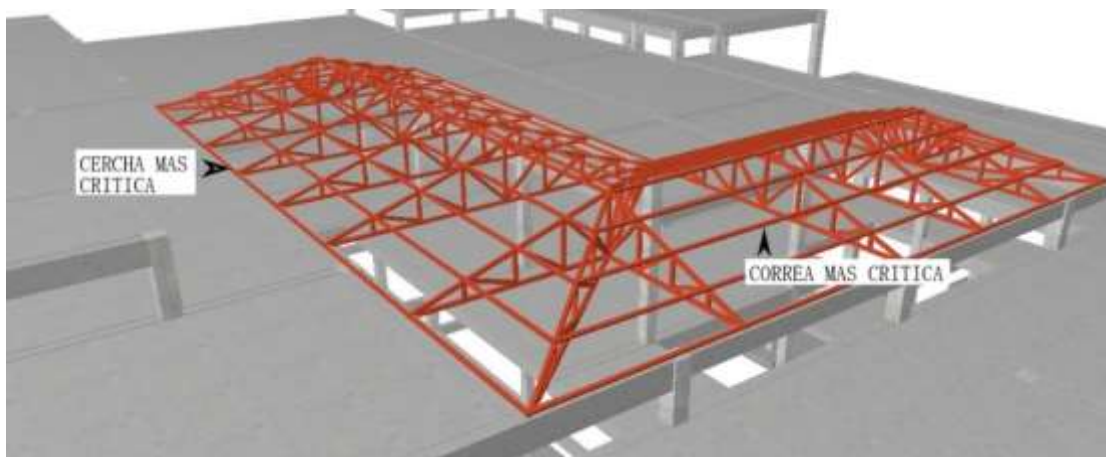


Figura 3.10 Vista superior Cubierta Metálica, Fuente: CypeCad 2017

La cubierta debe cumplir la función de pasar la luz solar para la iluminación natural interior por lo que se realizará con tejado alveolar translúcido.



Figura 3.11 Cubierta alveolar, Fuente: [www.dvp.cl](http://www.dvp.cl)

**DATOS TÉCNICOS (VALORES ORIENTATIVOS)**

Peso por unidad de superficie	1.6 kgf/m <sup>2</sup>
Largo de la plancha	5.8 m
Espesor de la plancha	6 mm
Ancho de la plancha	2.1 m

Tabla N°3.5 Datos técnicos Cubierta alveolar, Fuente: [www.dvp.cl](http://www.dvp.cl)

Se utilizará acero conformado con secciones de tipo cajón tanto para las correas como para la cercha cuyas características son las siguientes:

Materiales utilizados							
Material		E (kp/cm <sup>2</sup> )	ν	G (kp/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	α <sub>t</sub> (m/m°C)	γ (t/m <sup>3</sup> )
Tipo	Designación						
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	2069317.0	0.300	795891.2	2548.4	0.000012	7.850
Notación: E: Módulo de elasticidad ν: Módulo de Poisson G: Módulo de cortadura f <sub>y</sub> : Límite elástico α <sub>t</sub> : Coeficiente de dilatación γ: Peso específico							

**Análisis de cargas**

**Carga de viento:**

La velocidad básica del viento analizado anteriormente es de 30.2m/s.

$$q = w \cdot Cp$$

$$w = \frac{v^2}{16}$$

$$w = \frac{30.2^2}{16} = 57 \text{ kgf/m}^2$$

Carga en barlovento,  $C_p = -0.7$

$$q_b = 57 \cdot (-0.7) = 40 \text{ kgf/m}^2$$

Carga en sotavento,  $C_s = -0.5$

$$q_s = 57 \cdot (-0.5) = -29 \text{ kgf/m}^2$$

Para los coeficientes de presión para cubiertas ver A-1 tabla N°2

**Carga granizo (Carga Viva):**

*inclinación de la cubierta respecto a la horizontal = 17.1°*

$$C_s = \frac{45 - \alpha}{45}; \quad 0 \leq \alpha \leq 45^\circ$$

$$C_s = \frac{45 - 17.1}{45} = 0.62$$

$$q_g = \gamma_{granizo} \cdot e \cdot C_s$$

$$q_g = 900 \cdot 0.15 \cdot 0.62 = 85 \text{ kgf/m}^2$$

**Carga mantenimiento (Carga Viva):** 90 kgf/m<sup>2</sup>

**Carga cubierta alveolar (Carga Muerta):** la cubierta alveolar tiene un peso de 1.6 kgf/m<sup>2</sup> por seguridad tomamos una carga mínima de 15 kgf/m<sup>2</sup>

**Peso propio barras (Carga Muerta):** depende de la sección de acero

### Diseño de la correa

Usando la hipótesis más desfavorable del método LRFD:

$$1.2D + 1.6L_r + 0.8W$$

Donde:

- D: Carga muerta.
- L<sub>r</sub>: Carga viva.

- W: Carga de Viento.

Se tiene:

Del programa Cypecad obtenemos las cargas uniformemente distribuidas sobre las correas:

- o Carga viento = 30 kgf/m
- o Carga mantenimiento (carga viva) = 67 kgf/m
- o Peso propio= 5 kgf/m
- o Cubierta= 11 kgf/m

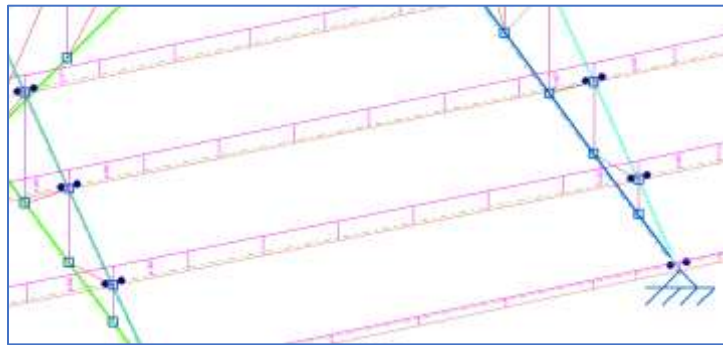
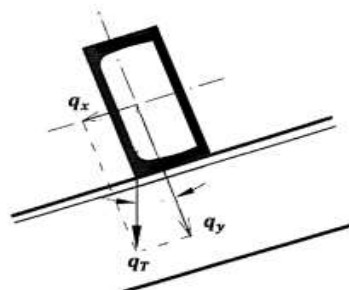


Figura 3.12 Cargas distribuidas en correas, Fuente: Elaboración propia.

### **1.2 CM +1.6 CV+0.8 Carga de viento en presión**

$$Q = 1.2 (5 + 11) + 1.6 (67) + 0.8 (30) = 150.4 \text{ kgf/m}$$

Corrección por inclinación de la cubierta de  $\Theta = 20^\circ$



$$Q_y = 150.4 \cos (20) = 141.33 \text{ kgf/m}$$

$$Q_x = 150.4 \text{ sen } (20) = 51.44 \text{ kgf/m}$$



Se tiene una carga en el tramo igual a:  $Q = 141.33 \text{ kgf/m}$

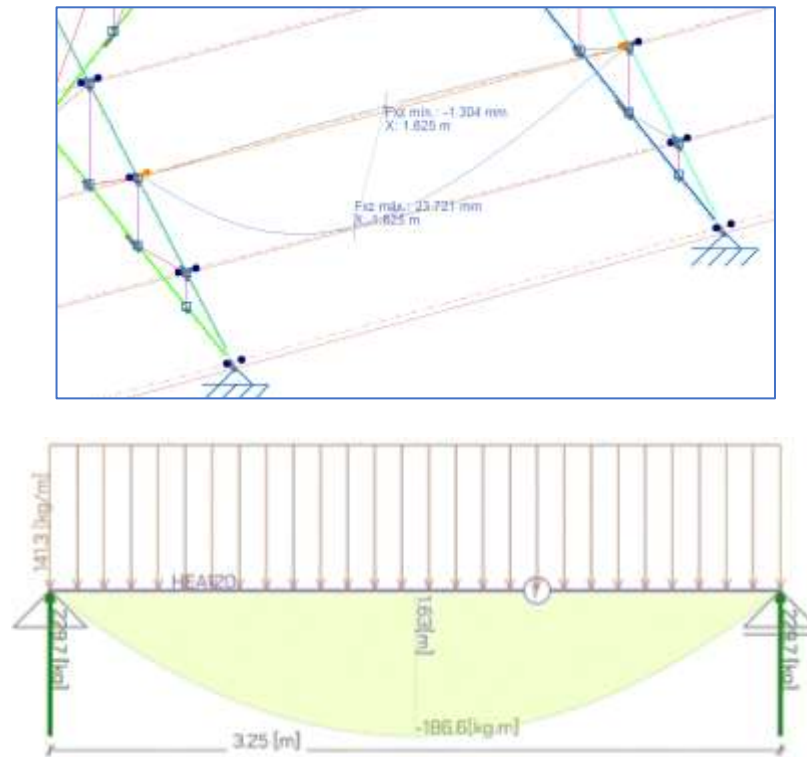


Figura 3.13 Momento Flector en la Correa, Fuente: Elaboración Propia.

$$M_{max} = \frac{Q_y \cdot L^2}{8} = \frac{141.2 \cdot 3.25^2}{8} = 186.6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} = 18\,659.98 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

### Verificación de flexión en el eje x:

#### Datos del perfil

	Canto total:	55.0 mm
	Espesor:	3.5 mm
	Radio de acuerdo interior:	3.5 mm
	Área sección:	6.89 cm <sup>2</sup>
	Inercia flexión I <sub>yy</sub> :	29.58 cm <sup>4</sup>
	Módulo plástico Z <sub>yy</sub> :	13.06 cm <sup>3</sup>
	Inercia flexión I <sub>zz</sub> :	29.58 cm <sup>4</sup>
	Módulo plástico Z <sub>zz</sub> :	13.06 cm <sup>3</sup>
	Inercia a torsión:	49.29 cm <sup>4</sup>
	Módulo de alabeo:	0.09 cm <sup>6</sup>

Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
N39	N199	3.25	6.89	29.58	29.58	49.29

Tabla N°3.6 Datos del Elemento sometido a Flexión (correa), Fuente: Elaboración propia.

Resistencia del acero A-36:  $f_y = 2548.4 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo resistente elástico en el eje x:

$$S_x = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y - I_{xy} x} = 10.76 \text{ cm}^3$$

El momento nominal  $M_n$  será:

$$M_n = S_x \cdot F_y$$

$$M_n = 10.76 \cdot 2548.4 = 27\,420.78 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_n = 274.21 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a flexión:

$$M_c = \phi_b \cdot M_n$$

Factor de resistencia para flexión:  $\phi_b = 0.95$

$$M_c = 0.95 \cdot 274.21 = 260.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Condición que se debe satisfacer:

$$\frac{M_{max}}{M_c} \leq 1$$

$$\frac{186.6}{246.79} = 0.76 \leq 1 \text{ OK!!}$$

**Verificación a cortante en el eje y:**

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}}$$

$$\frac{41 \text{ mm}}{3.5 \text{ mm}} \leq \sqrt{\frac{2069317.02 \cdot 5.34}{2548.42}}$$

**11.71 ≤ 65.85 OK!!** (No requiere rigidizador)

$K_v = 5.34$  (coeficiente de abolladura por cortante para almas sin rigidizadores)

Resistencia nominal a cortante

$$V_n = h \cdot t \cdot (0.6 \cdot f_y)$$

$$V_n = 4.1 \cdot 0.35 \cdot (0.6 \cdot 2548.42) = 2194.19 \text{ kgf}$$

Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = 0.95 \cdot V_n = 2084.5 \text{ kgf}$$

Condición que se debe satisfacer:

$$\frac{V_{max}}{V_c} \leq 1$$

$$\frac{205.4}{2084.5} = 0.1 \leq 1 \text{ OK!!}$$

**Perfil a usar: Tipo Cajón 55x55x3.5 mm**

**Cálculo de cercha más solicitada**

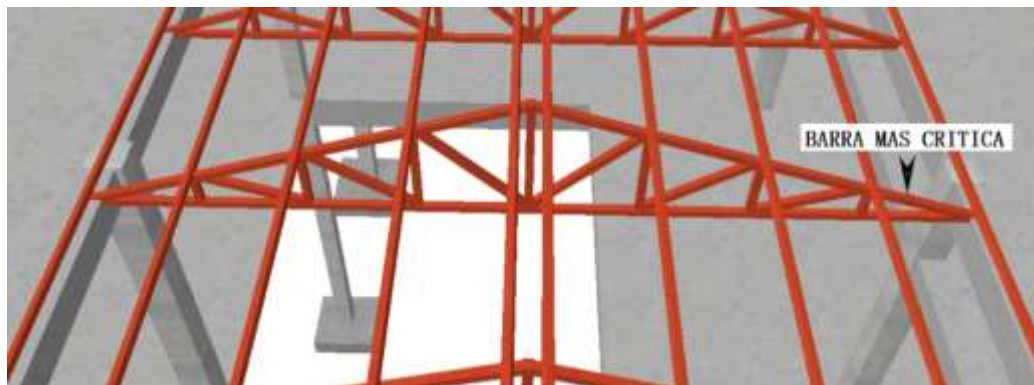


Figura 3.14 Cercha más solicitada en la estructura, Fuente: Elaboración propia.

La cercha metálica tiene un apoyo fijo y un apoyo móvil los cuales se detallan constructivamente en los planos. La cercha idealizada se muestra en el gráfico:

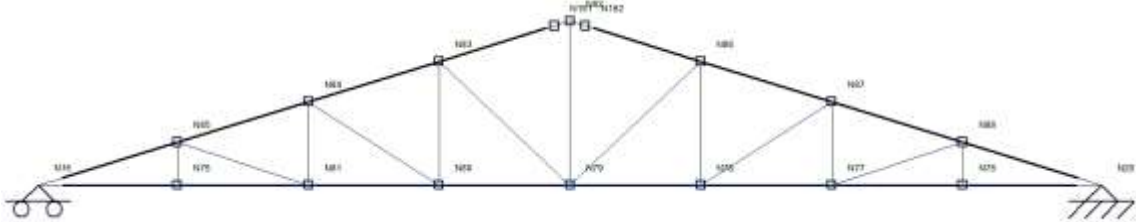


Figura 3.15 Disposición de nudos en la cercha, Fuente: Elaboración propia.

Se realizó el equilibrio de toda la estructura con ayuda del programa Cypecad, concluido el análisis estructural, se extrae las fuerzas internas de la cercha más solicitada.

**Tabla de esfuerzos máximos en todas las barras de la cercha**

- n: Porcentaje de aprovechamiento de la resistencia de las barras (%). Las barras deben cumplir  $n < 100\%$  según norma.
- N: Esfuerzo axil (toneladas).
- Vz: Esfuerzo cortante según el eje local Z de la barra (toneladas).

ESFUERZOS CERCHA MÁS SOLICITADA					
Barra	$\eta$	Posición	Esfuerzos pésimos		
	(%)		(m)	N	Vz
			(kgf)	(kgf)	(t-m)
N20/N76	56.77	0.82	3600	-37	0.037
N76/N77	49.5	0.03	3607	33	0.026
N77/N78	41.09	0.189	3239	38	0.017
N78/N79	34.48	0.104	2700	32	0.015
N79/N80	38.31	0.696	2639	-32	0.015
N80/N81	44.35	0.611	3179	-38	0.017
N81/N75	51.55	0.77	3554	-32	0.025
N75/N16	58.87	0.03	3548	36	0.037
N79/N82	11.23	0.937	957	0	-0.003
<b>N16/N85</b>	<b>72.36</b>	<b>0.848</b>	<b>-3735</b>	<b>-43</b>	<b>0.042</b>
N85/N84	51.4	0.095	-3408	20	0.02
N84/N83	38.44	0.796	-2829	-6	0.008

N83/N161	34.19	0.737	-2275	13	-0.002
N161/N82	38.35	0.059	-2227	171	-0.015
N20/N88	68.9	0.848	-3722	-45	0.042
N88/N87	49.9	0.095	-3405	21	0.02
N87/N86	35.71	0.796	-2826	-6	0.008
N86/N162	33.51	0.737	-2277	13	-0.002
N80/N83	11.91	0.691	339	1	-0.004
N79/N83	14.04	0.042	-712	6	0.004
N81/N85	17.45	0.737	-338	-18	0.018
N78/N86	9.21	0.691	338	2	-0.002
N77/N87	8.8	0.445	124	0	0
N76/N88	7.49	0	-70	6	0.002
N79/N86	11.67	1.029	-707	9	-0.003
N75/N85	11.21	0	-60	-5	-0.006
N80/N84	11.74	0.036	-612	1	0.004
N78/N87	8.81	0.036	-610	1	0.004
N77/N88	14.62	0.737	-330	-19	0.018

Tabla N°3.7 Esfuerzos en las Barras, Fuente: Elaboración Propia.

Se realizó la comprobación de la barra con mayor sollicitación, en la tabla de esfuerzos máximos se observa que la barra N16-N85 con coeficiente de aprovechamiento 72.36% es la más sollicitada.

### Comprobaciones de compresiones en E.L.U.

#### Datos: Barra N16-N85

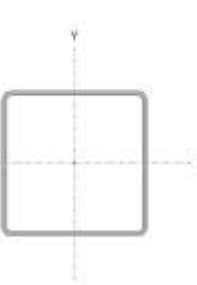
Perfil: 60x60x2							
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> <sup>(1)</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> <sup>(2)</sup> (cm <sup>4</sup> )
	N17	N99	0.889	4.53	25.10	25.10	39.77
Notas: <sup>(1)</sup> Inercia respecto al eje indicado <sup>(2)</sup> Momento de inercia a torsión uniforme							

Tabla N°3.8 Datos del Elemento sometido a compresión, Fuente: Elaboración propia

### Verificación de la esbeltez

$$\lambda = k \cdot \frac{L}{r} \leq 200$$

Donde:

- $K=1$  (factor de longitud efectiva)
- $r$ = radio de giro respecto al eje "x"

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{25.1}{4.53}} = 2.35 \text{ cm}$$

$$\lambda = 1 \cdot \frac{88.90 \text{ cm}}{2.35 \text{ cm}} = 37.8$$

$$\lambda = 37.8 \leq 200 \text{ OK!!}$$

### Verificación resistencia a compresión

$$F_{ex} = \frac{(\pi r_x)^2 \cdot E}{(K_x L)^2} \quad F_{ey} = \frac{(\pi r_y)^2 \cdot E}{(K_y L)^2}$$

Donde:

- $E=2069317.02 \text{ kgf/cm}^2$  (Módulo de Young)
- $K_x=0.27$  (Factor de longitud eficaz para el eje x)
- $L=326 \text{ cm}$  (Longitud de la barra)

$$F_{ey} = F_{ex} = 14\,291.01 \text{ kgf/cm}^2$$

- $F_{crit}$ : Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de  $F_{ex}$  y  $F_{ey}$ .
- $F_y$ : Límite elástico del acero =  $2548.42 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_e$ : Tensión elástica de pandeo a flexión.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 0.42$$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = 2365.14 \text{ kgf/cm}^2$$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n = A_e \cdot F_n = 4.53 \cdot 2365.37 = 10\,715.13 \text{ kgf}$$

$$P_n = 10\,715.13 \text{ kgf}$$

-  $A_e$ : Área de la sección eficaz.

Resistencia de diseño a compresión

$$P_c = \phi_c \cdot P_n = 9107.86 \text{ kgf}$$

-  $\phi_c = 0.85$  (Factor de resistencia para compresión)

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo que se produce en la barra, para la combinación de acciones:

**1.2·PP+1.2·Cubierta+1.6·Mantenimiento+0.8·Viento (Presión)**

$$P_f = 3735 \text{ kgf}$$

Se debe satisfacer:

$$\frac{P_f}{P_c} \leq 1$$

-  $P_c$ : Resistencia de diseño a compresión.

$$\frac{3735}{9107.86} = 0.41 \leq 1 \text{ OK!!}$$

**Verificación a flexión en el eje x**

Módulo resistente elástico en el eje x:

$$S_x = 8.37 \text{ cm}^3$$

El momento nominal  $M_n$  será:

$$M_n = S_x \cdot F_y$$

$$M_n = 8.37 \cdot 2548.42 = 21\,330.11 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Factor de resistencia para flexión:  $\phi_b = 0.9$

$$M_c = \phi_b \cdot M_n$$

$$M_c = 0.9 \cdot 213.30 = 191.97 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Condición que se debe satisfacer:

$$\frac{M_{max}}{M_c} \leq 1$$

$$\frac{41}{191.97} = 0.22 \leq 1 \text{ OK!!}$$

**Perfil a usar: Tipo Cajón 60x60x2 mm**

### Diseño de uniones soldadas

- $V = 43 \text{ kgf}$  (Carga actuante)
- $F_{EXX} = 4920 \text{ kgf/cm}^2$  (Soldadura con electrodo E70)
- $F_y = 2548.4 \text{ kgf/cm}^2$

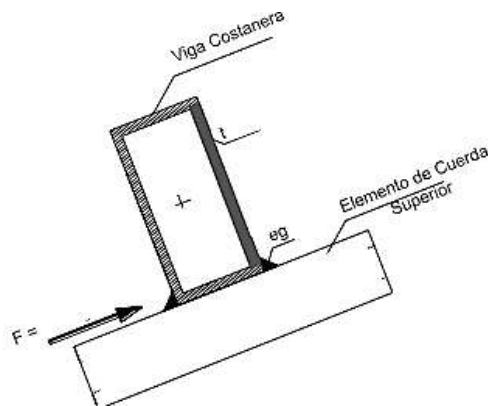


Figura 3.16 Perfil unión Correa – Cuerda Superior, Fuente: Elaboración Propia.

La AISC-05, recomienda que el tamaño mínimo de soldadura para un espesor de máximo 6 mm, debe ser 1/8" o 3mm, adoptaremos un:

$$e_g = 3 \text{ mm}$$

Cálculo del espesor efectivo de la garganta:



$$G = \text{sen } 45^\circ \cdot e_g$$

$$G = 2.12 \text{ mm}$$

Resistencia de la soldadura en 1cm:

$$q = \phi \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot G \quad \phi = 0.75$$

$$q = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 4920 \cdot 0.212$$

$$q = 469.47 \text{ kgf/cm}$$

Adoptamos: **2cm soldadura tipo filete**

Resistencia admisible final de la soldadura:

$$V_{adm} = q \cdot L_o \quad V_{adm} = 469.47 \cdot 2 \quad V_{adm} = 938.94 \text{ kg}$$

$$V_{adm} > V_{actuante} \quad 938.94 \text{ kgf} \gg 43 \text{ kgf OK!!}$$

### Conexión entre cubierta y columna

#### Diseño de pernos de anclaje

- $P_u = 2829 \text{ kgf}$
- $\phi = 12.7 \text{ mm}$  o  $\frac{1}{2}$ " (diámetro de perno)
- $f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
- $FS = 1.4$  (factor de seguridad)

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

Esfuerzo de adherencia mínimo

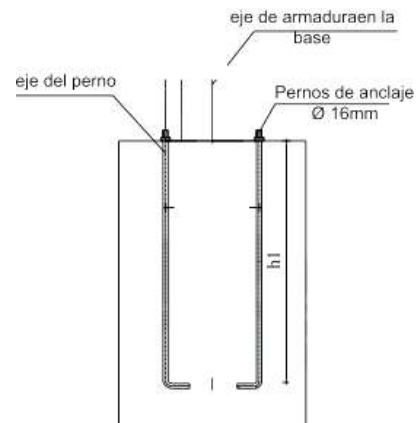
$$f_{bd} = 0.24 f_{cd} = 0.24 \cdot 166.67 = 40 \text{ kgf/cm}^2$$

Longitud de anclaje

$$f_{bd} = \frac{P_u}{2A} = \frac{P_u}{2(\pi \cdot \phi \cdot h_1)}$$

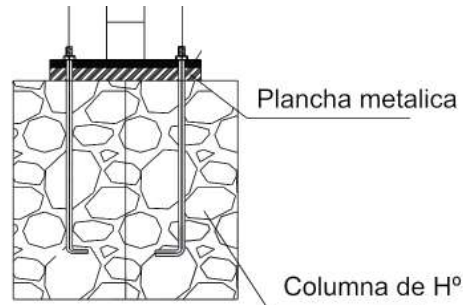
$$40 = \frac{2829}{2(\pi \cdot 1.27 \cdot h_1)}$$

$$h_1 = 8.86 \text{ cm}$$



**adoptamos:  $h_1 = 10 \text{ cm}$**

### Diseño de placa base



- $F_{cd} = 166.67 \text{ kgf/cm}^2$
- $\phi_c = 0.65$  (factor de reducción de resistencia)
- $P_u = 2829 \text{ kgf}$
- $A_1 = 15 \times 15 \text{ cm}$  dimensión de placa base (adoptado)

$$P = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_1$$

$$P = 0.85 \cdot 166.67 \cdot (15 \cdot 15) = 31\,875.64 \text{ kgf}$$

$$P_u = \phi \cdot P$$

$$P_u = 0.65 \cdot 31\,875.64 = 20\,719.16 \text{ kgf}$$

$$2829 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \ll 20\,719.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ OK!!}$$

### Espesor de placa base

- $N=B= 15 \text{ cm}$  (lado de placa base)
- $h= 6 \text{ cm}$  (lado de la sección del perfil de acero TC60x60mm)
- $F_y= 2530 \text{ kgf/cm}^2$  A-36

$$m = \frac{N - h}{2}$$

$$m = \frac{15 - 6}{2} = 4.5$$

$$t = m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0.9 \cdot Fy \cdot B \cdot N}}$$

$$t = 4.5 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 2829}{0.9 \cdot 2530 \cdot 15 \cdot 15}} = 0.47 \text{ cm}$$

*adoptamos  $t = 5 \text{ mm}$*

**Se adopta una placa de: 15x15cm de espesor 5mm**

### 3.5.1.2. Losa de cubierta

La cubierta plana estará compuesta de una losa alivianada con viguetas pretensadas y complementos de poliestireno expandido por las razones explicadas en el anterior capítulo separadas con un inter eje de 0.50 m.

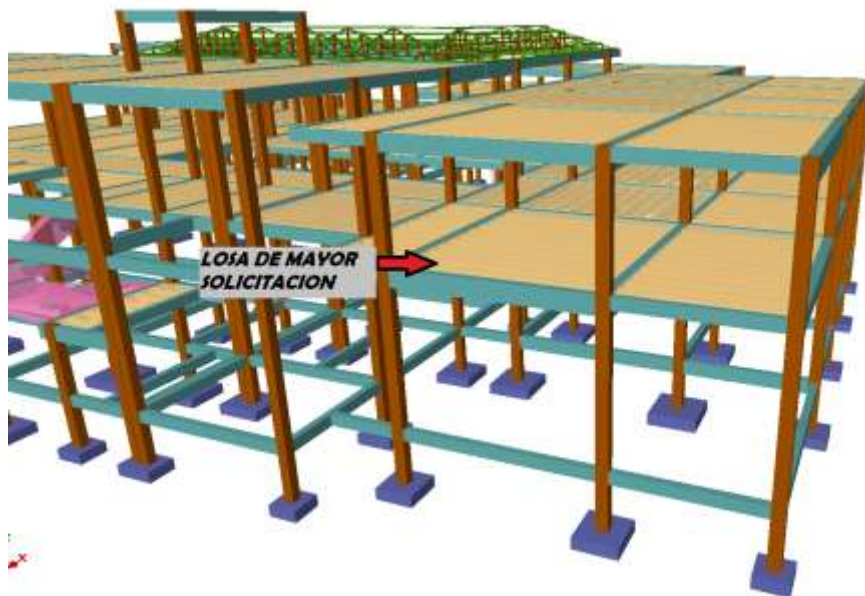


Figura 3.17 Ubicación losa plana más solicitada, Fuente: Elaboración propia.

Por tratarse de una losa plana como cubierta también se dispuso para el presupuesto un ítem: Impermeabilización de Losas, para evitar filtraciones hacia el interior. Así también para dar acceso a la cubierta metálica y la losa de tanques de agua se dispuso el ítem: Prov. Inst. de Escalera Marinera, para personal de mantenimiento.

### Determinación del canto del paquete estructural

Según la normativa (CBH-87 Relación canto/luz) propone, que el canto mínimo para forjados unidireccionales de viguetas pretensadas de ser:

	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
<i>Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros</i>				
<i>Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso</i>				
<i>Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal</i>				
<i>Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento</i>				

La losa de entrepiso del proyecto deberá soportar una tabiquería construido con ladrillos y mortero de cemento, por lo que su diseño corresponde al **caso 4**

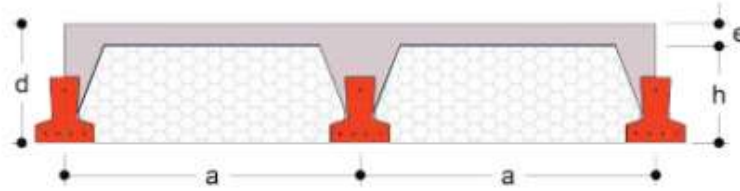
	Simple apoyada	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	voladizo
L/	<b>14</b>	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>10</b>
L	0	4.17	4.71	0
h	0.00	0.23	0.24	0.00
L	0	1.61	4.13	0
h	0.00	0.09	0.21	0.00
L	0	1.84	2.15	0
h	0.00	0.10	0.11	0.00
L	0	3.27	3.41	0
h	0.00	0.18	0.17	0.00
L	0	4.32	3.46	0
h	0.00	0.24	0.17	0.00
L	0	3.5	4.89	0
h	0.00	0.19	0.24	0.00
L	0	3.85	4.22	0
h	0.00	0.21	0.21	0.00
L	0	3.45	4.81	0
h	0.00	0.19	<b>0.24</b>	0.00
L	0	4.13	4.24	0
h	0.00	0.23	0.21	0.00

Tabla N°3.9 Relaciones Canto-Luz de la losa, Fuente: Elaboración Propia.

l = Longitud de la vigueta más crítica, de eje a eje entre vigas de apoyo.

$$h = \frac{481cm}{20} = 24.05cm$$

Se adoptará entonces como canto de la losa de canto  $d = 25\text{cm}$ . Uniformizando esta altura para todos los forjados de la planta.



### Cálculo de la capa de compresión de la losa de H°A°:

Según norma, para forjados con complementos aligerantes se debe satisfacer:

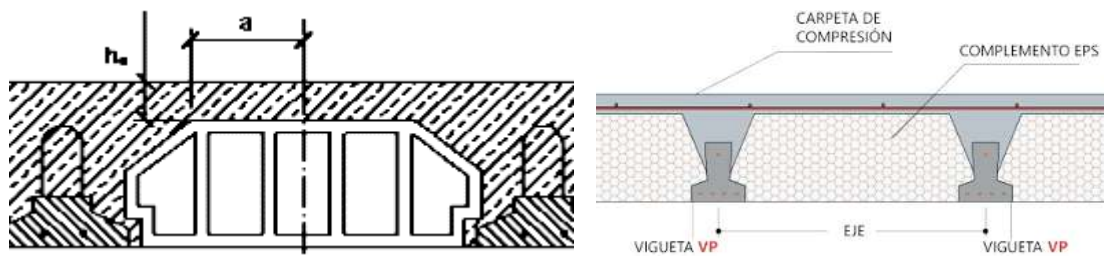


Figura 3.18 Perfil sola alivianada, Fuente: PRETENSA

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{a}{6} \\ 3 \text{ cm.} \end{cases} \quad h_0 = \frac{38.67}{6} = 3.22 \text{ cm.}$$

Se adopta una capa de  $h_0 = 5 \text{ cm}$

### Determinación de la armadura de reparto

Según la normativa CBH-87 propone, que la armadura de reparto debe cumplir la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{50 h_0}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5}{434.78} = 0.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{sd}} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \text{ kgf/cm}^2$$

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

Cálculo del número de barras

$$\text{Si: } \emptyset = 6\text{mm}; A_n = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \emptyset 6 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{0.58}{0.28} = 3\text{barras/m}$$

El requerimiento de acero es mínimo, por razones constructivas se empleará barras de  $\emptyset$  6mm espaciadas cada 30cm

**3 $\emptyset$ 6mm c/30 cm en dos direcciones**

Resumen de cargas consideras sobre la losa alivianada

- Peso por entre piso = 130 kgf/m<sup>2</sup>
- Peso propio de la losa = 120 kgf/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga viva = 200 kgf/m<sup>2</sup>
- Luz de cálculo de las viguetas: L = 4.81 m
- Separación entre viguetas = 50 cm

Para la hipótesis más desfavorable:

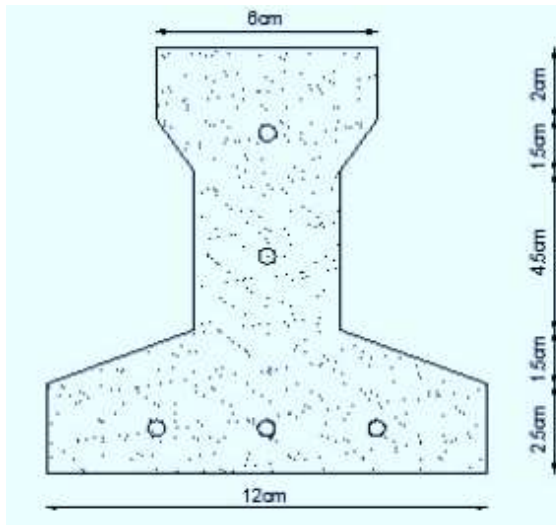
$$Q = 1.6 (130+120) + 1.6 (200) \quad Q = 720 \text{ kgf/m}^2$$

Carga aplicada, si la separación entre viguetas es de 50cm:

$$q = 720 \text{ kgf/m}^2 \cdot 0.5\text{m}$$

$$q = 360 \text{ kgf/m}$$

Se seleccionó a la empresa PRETENZA para emplear los elementos prefabricados del proyecto. De la ficha técnica se selecciona un complemento de 20cm. de altura y Vigueta Tipo de las siguientes características:



### Datos Técnicos

Resistencia del Hormigón: 35 - 40 Mpa  
Tensión de rotura del acero > 18,000 kg/cm<sup>2</sup>

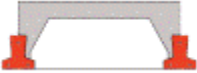
SECCIÓN DE LOSA	TIPO DE PLASTOFORMO	DIMENSIONES				PESO PROPIO	VOLUMEN DE HORMIGÓN
		a	h	e	d		
		cm	cm	cm	cm	kgf/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
	PB 20/100/44	50	20	5	25	242	0,086

Tabla N°3.10 Ficha Técnica, Fuente: Pretensa

### Verificación de la vigueta pretensada

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

### Propiedades de los materiales en la vigueta:

- Resistencia característica del H° a compresión:  $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
- Resistencia del H° a compresión en el momento del presforzado (70% $f_c$ ):  
 $f'_{ci} = 0.7 \cdot f'_c$        $f'_{ci} = 245 \text{ kgf/cm}^2$
- Resistencia característica a tracción del acero de presfuerzo:  
 $f_{pu} = 18000 \text{ kgf/cm}^2$
- Luz de la vigueta a verificar:  $L = 4.81 \text{ m}$ .

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

### 1) Estado (Tiempo cero $t=0$ )

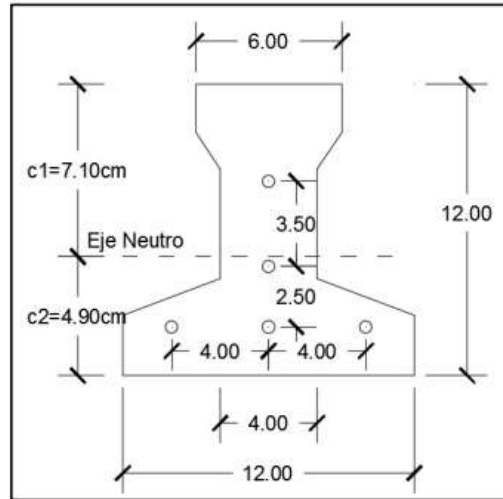


Figura 3.19 Sección transversal de la viga, Fuente: Elaboración Propia

#### Propiedades geométricas:

- Área:  $A_o = 79.50 \text{ cm}^2$
- Inercia:  $I_o = 1115.46 \text{ cm}^4$
- Brazo mecánico inferior:  $c_{20} = 4.90 \text{ cm}$
- Brazo mecánico superior:  $c_{10} = 7.10 \text{ cm}$
- Altura promedio de las armaduras en la viga:  $h = 3.7 \text{ cm}$
- Excentricidad:

$$e_o = c_{20} - h = 4.90 - 3.70 = 1.20 \text{ cm}$$

#### Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero

$$f_{ti} = 0.8 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 \cdot \sqrt{245} = 12.52 \text{ kgf/cm}^2$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero

$$f_{ci} = 0.6 \cdot f'_{ci} = 0.6 \cdot 245 = 147 \text{ kgf/cm}^2$$

#### Momentos actuantes:



Momento de peso propio

$$\text{Área: } A_o = 79.50 \text{ cm}^2 = 0.00795 \text{ m}^2$$

$$q_o = \gamma_H \cdot A = 2400 \cdot 0.00795 = 19.08 \text{ kgf/m}$$

$$M_o = \frac{q_o \cdot L^2}{8} = \frac{19.08 \cdot 4.81^2}{8} = 55.18 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 5517.96 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

La fuerza de pretensado viene dada por:

$$f_{ps} = 0.74 \cdot f_{pu}$$

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

es:  $f_{ps} = 0.74 \cdot 18000 = 13320 \text{ kgf/cm}^2$

El área de acero de pretensado es:

$$n = 5 \text{ (número de barras) de Diámetro} = 4 \text{ mm}$$

$$A_{ps} = n \cdot A_{\phi 4} = 5 \cdot \frac{\pi \cdot 0.4^2}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

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

$$P_o = f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot 0.9$$

$$P_o = 13320 \cdot 0.63 \cdot 0.9 = 7552.44 \text{ kgf}$$

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

$$P_f = f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot 0.8$$

$$P_f = 13320 \cdot 0.63 \cdot 0.8 = 6713.28 \text{ kgf}$$

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

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

$$-\frac{5517.96 \cdot 7.10}{1115.46} + \frac{7552.44 \cdot 1.2 \cdot 7.10}{1115.46} - \frac{7552.44}{79.50} \leq 12.52$$

$$-72.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq 12.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ ok!!}$$

Verificación de esfuerzos para la fibra comprimida:

$$+\frac{M_o \cdot c_{20}}{I_o} - \frac{P_o \cdot e_o \cdot c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$\frac{5517.96 \cdot 4.90}{1115.46} - \frac{7552.44 \cdot 1.2 \cdot 4.90}{1115.46} - \frac{7552.44}{79.50} \geq 147$$

$$-110.57 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \geq -147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ ok!!}$$

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

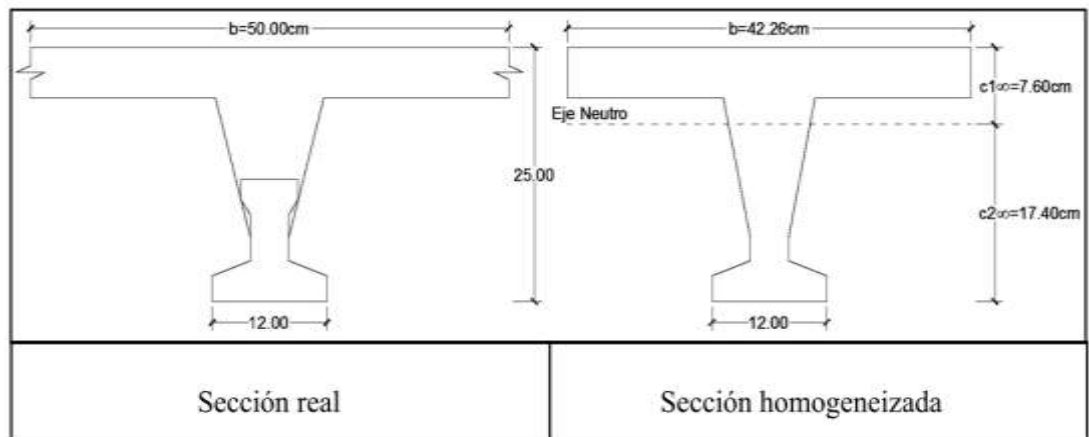


Figura 3.20 Sección real y homogeneizada, Fuente: elaboración propia

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

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

$$b_h = b \cdot n = 50\text{cm} \cdot 0.845 = 42.26\text{cm}$$

### Propiedades geométricas:

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

- Inercia:  $I_{\infty} = 20009.21 \text{ cm}^4$
- Brazo mecánico inferior:  $c_{2\infty} = 17.40 \text{ cm}$
- Brazo mecánico superior:  $c_{1\infty} = 7.60 \text{ cm}$
- Excentricidad:  $e_{\infty} = c_{2\infty} - h = 17.40 - 3.70 = 13.7 \text{ cm}$

### **Esfuerzos admisibles:**

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito

$$f_{ts} = 1.6 \cdot \sqrt{f'c} = 1.6 \cdot \sqrt{350} = 29.93 \text{ kgf/cm}^2$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito

$$f_{cs} = 0.45 \cdot f'c = 0.45 \cdot 350 = 157.5 \text{ kgf/cm}^2$$

### **Momentos actuantes:**

Momento de peso propio

$$\text{Área: } A_{\infty} = 355.66 \text{ cm}^2 = 0.035566 \text{ m}^2$$

$$q_o = \gamma H^{\circ} \cdot A = 2400 \cdot 0.035566 = 85.36 \text{ kgf/m}$$

$$M_o = \frac{q_o \cdot L^2}{8} = \frac{85.36 \cdot 4.81^2}{8} = 246.86 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 24685.76 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento debido a la carga muerta no estructural

Peso entrepiso = 130 kgf/m<sup>2</sup> área de influencia sobre una vigueta: 50cm

$$q_d = q_d' \cdot c = 130 \cdot 0.5 = 65 \text{ kgf/m}$$

$$M_d = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = \frac{65 \cdot 4.81^2}{8} = 188 \text{ kg} \cdot \text{m} = 18798.081 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento debido a la carga viva CV = 200 kgf/m<sup>2</sup>

$$q_l = q_l' \cdot c = 200 \cdot 0.5 = 100 \text{ kgf/m}$$

$$Ml = \frac{ql \cdot L^2}{8} = \frac{100 \cdot 4.81^2}{8} = 289.20 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 28\,920.12 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento total

$$24685.76 + 18\,798.081 + 28\,920.12 = M_T = \mathbf{64814.578 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}$$

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

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

$$-\frac{64814.578 \cdot 7.6}{20009.21} + \frac{6713.28 \cdot 13.7 \cdot 7.6}{20009.21} - \frac{6713.28}{355.66} \geq -157.5$$

$$\mathbf{-8.56 \frac{kgf}{cm^2} \geq -157.5 \frac{kgf}{cm^2} \text{ ok!!}} \text{ (Para la seccion homogenizada)}$$

Para la fibra traccionada tenemos:

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

$$+\frac{64814.578 \cdot 17.40}{20009.21} - \frac{6713.28 \cdot 13.7 \cdot 17.40}{20009.21} - \frac{6713.28}{355.66} \leq 29.93$$

$$\mathbf{-42.49 \frac{kgf}{cm^2} \leq 29.93 \frac{kgf}{cm^2} \text{ ok!!}}$$

**Verificación de la deflexión de la vigueta**

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

$\Delta_{ps}$ : Deflexión (favorable) debido a la carga pretensora

$\Delta_{pp}$ : Deflexión debido a la carga uniforme en el centro del claro con apoyo simple

- $P_e = 6713.28 \text{ kgf}$  Fuerza de pretensado efectivo
- $e = 17.40 - 3.70 = 13.7 \text{ cm}$  Excentricidad
- $L = 481 \text{ cm}$  luz de la vigueta

- $I_{xc} = 20009.21 \text{ cm}^4$  inercia de la vigueta en el eje x
- $q = 3.6 \text{ kgf/cm}$

$$E_{25} = 15200 \cdot \sqrt{250} = 240\,333.1$$

$$E_{35} = 15200 \cdot \sqrt{350} = 284\,365.96$$

$$\Delta_{ps} = \frac{P_e \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_{xc}} = \frac{6\,713.28 \cdot 13.7 \cdot 481^2}{8 \cdot 240\,333.1 \cdot 20\,009.21} = \mathbf{0.55 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{xc}} = \frac{5 \cdot 3.6 \cdot 481^4}{384 \cdot 284\,365.96 \cdot 20\,009.21} = 0.44 \text{ cm}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de la deflexión permisible

$$-\mathbf{0.55} + 0.44 \leq \frac{481}{400}$$

$$-\mathbf{0.11 \text{ cm} \leq 1.20 \text{ cm Cumple!!}$$

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

$$\sigma_c = -8.56 \cdot n = -8.56 \cdot 0.845 = -7.23 \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$f_{cs} = 0.45 \cdot f_c = 0.45 \cdot 250 = 112.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$-\mathbf{7.23 \text{ kgf/cm}^2 \geq -112.57.23 \text{ kgf/cm}^2 \text{ ok!!}$$

## DISEÑO DE TANQUE DE AGUA

Se colocarán tanques de agua de poliuretano Tricapa para la dotación de agua a las baterías de baños, lavamanos, duchas y otros.

Dotación de agua:

Según el *Reglamento nacional de instalaciones sanitarias domiciliarias* para hoteles, centros de acogida y similares la dotación de agua es **100-200 litro/cama/día**, entonces:

$$Vol = \frac{150 L}{1 \text{ cama} \cdot \text{día}} \cdot 50 \text{ camas} = 7500 L$$

Dimensiones del tanque elevado:

$$TE = Vol \cdot K$$

$$TE = 7500 \cdot 0.5 = 3750 L$$

TANQUES MEDIANOS Y GRANDES					
Capacidad (L)*	2000	2500	3000	3500	5000
Altura (mm)	1525	1905	1635	1825	2135
Diámetro (mm)	1390	1390	1730	1730	1920
Diá. de tapa (mm)	550	550	550	550	550

\* Volúmenes y dimensiones nominales (±2%)



De la ficha técnica del fabricante de tanques medianos TANK-BURG se puede optar por **2 tanques de 2000 litros** de capacidad obteniendo una capacidad de:

$$4000 \text{ litros} > 3750 \text{ litros}$$

Cálculo del peso de los tanques de agua:

$$Peso = \gamma_{\text{agua}} \cdot Vol \cdot N_{\text{tanques}}$$

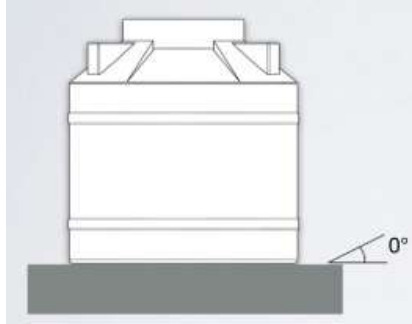
$$Peso = 1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \cdot 2 \text{ m}^3 \cdot 2 = 4000 \text{ kgf}$$

$$\text{Área de losa} = 2.37 \cdot 3.88 = 8.42 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{4000 \text{ kgf}}{11.38 \text{ m}^2} = 475.1$$

$$P = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

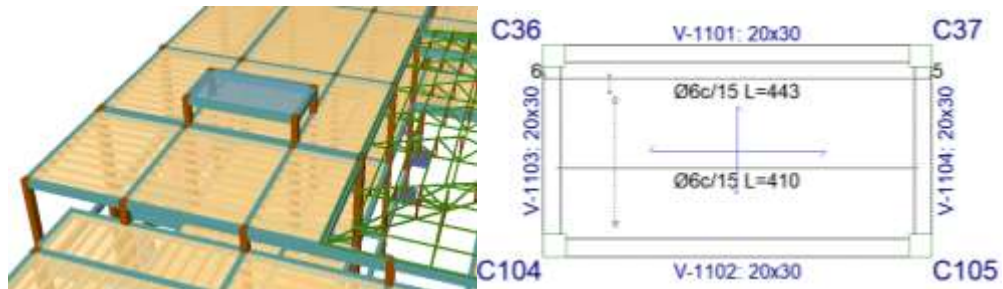
## Instalación del tanque sobre base plana de H°A°



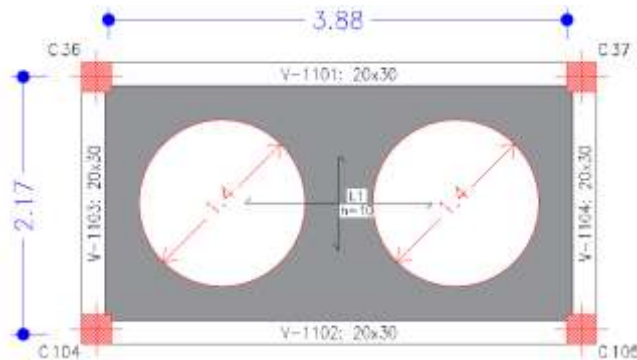
### Recomendaciones de instalación

- No instalar sobre viguetas
- Ninguna parte del tanque debe sobrepasar los límites de la plataforma de H°A°

Entonces, se dispone de una losa maciza de H°A° de  $h = 10\text{cm}$ , con barras de  $\text{Ø}6\text{c}/15\text{cm}$  en dos direcciones que absorben perfectamente las solicitaciones.



También, los tanques están perfectamente apoyados dentro de la superficie de la losa maciza que se encuentra entre las columnas C36, C37, C104 y C105.



### 3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

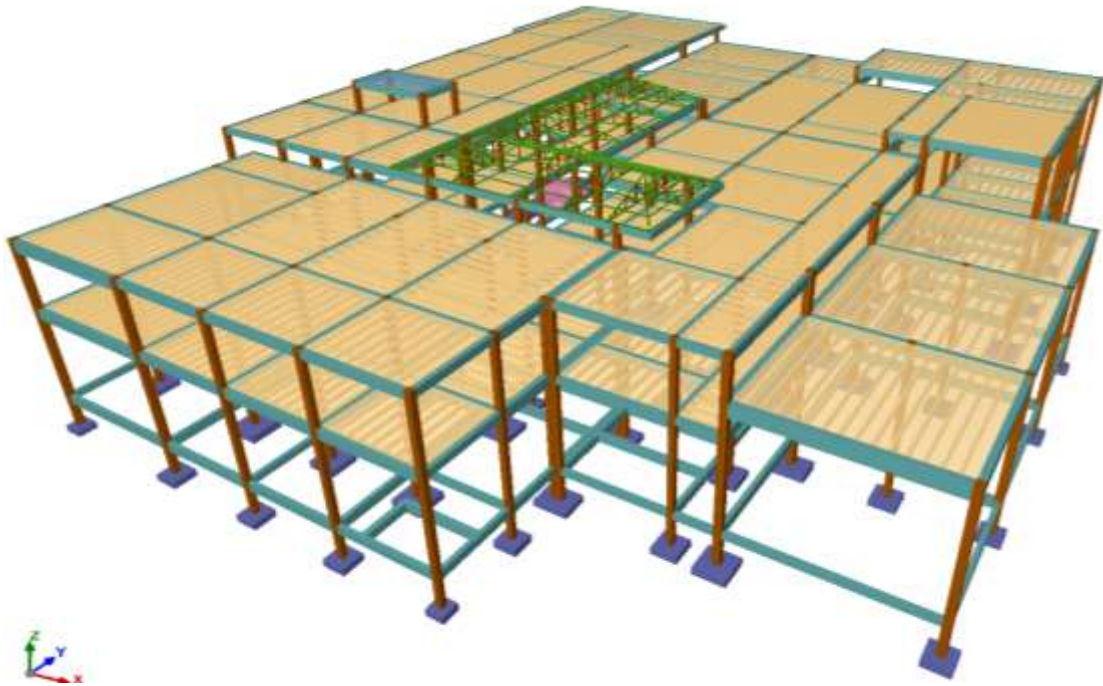
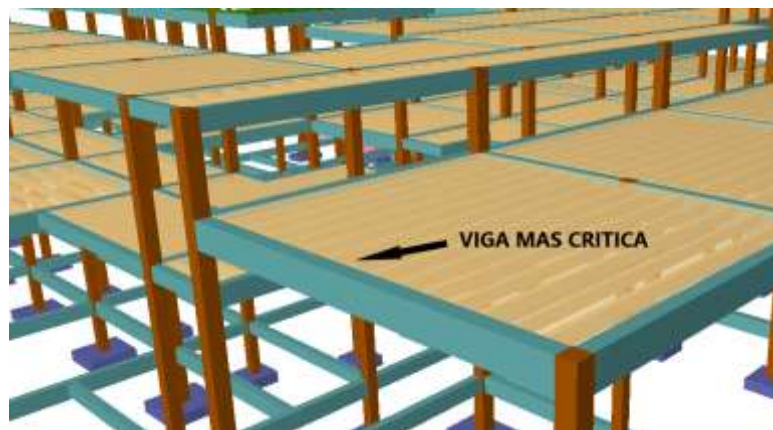


Figura 3.21 Vista general de la estructura del Proyecto, Fuente: Elaboración Propia.

Se realizará la verificación de los elementos viga y columna más solicitados así también de los elementos complementarios como la escalera.

#### 3.5.2.1. Edificación de Vigas

Se realizará la verificación de la viga más crítica, correspondiente a la V-807 que se encuentra entre las columnas C58 – C59





### Análisis de cálculo para el diseño a flexión

$h = 50 \text{ cm.}$	(Altura de la viga)
$b = 30 \text{ cm.}$	(Ancho de la viga)
$d_1 = d_2 = 2 \text{ cm.}$	(Recubrimiento de viga)
$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$	(Resistencia característica del hormigón a compresión)
$f_{yk} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$	(Límite elástico característico para un acero)
$\gamma_s = 1.15$	(Coeficiente de minoración del acero)
$\gamma_c = 1.50$	(Coeficiente de minoración del hormigón)

Momentos máximos de cálculo mayorados (Envolventes)

Positivo:	$M_d = 11580 \text{ kgf}\cdot\text{m}$
Negativos:	$M_d = 9700 \text{ kgf}\cdot\text{m}$ $M_d = 1780 \text{ kgf}\cdot\text{m}$

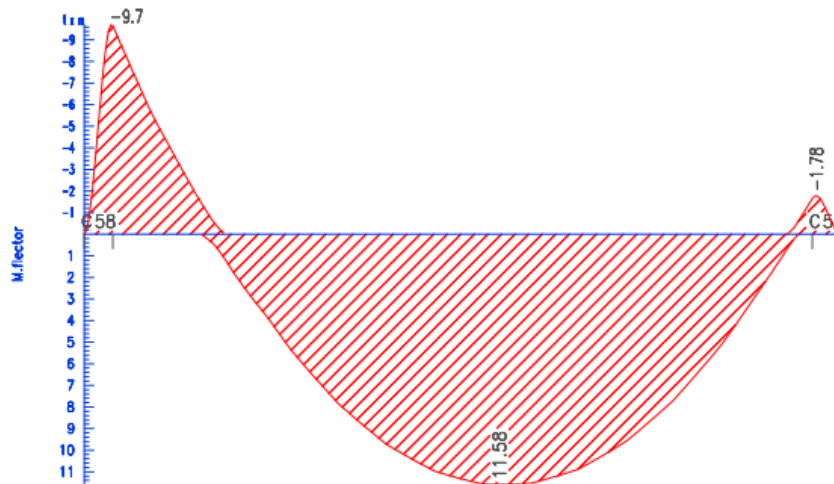


Figura 3.22 Envolvente de Momento Flector, Fuente: CypeCad 2017

### Diseño a para el momento POSITIVO: $M_d = 11580 \text{ kgf}\cdot\text{m}$

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

Donde:

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

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

$$d = h - d_1 = 50 - 2 = 48 \text{ cm.}$$

$$\mu_d = \frac{1\ 158\ 000}{30 \cdot 48^2 \cdot 166.67} = 0.1$$

de la Tabla N°3 del anexo A-1, se obtiene:

$$w_{s1} = 0.1074$$

$$\mu_{lim} > \mu_d \text{ (No requiere armadura de compresión)}$$

Entonces calculamos la armadura de tracción:

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

$$A_s = 0.1074 \cdot 30 \cdot 48 \cdot \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 5.93 \text{ cm}^2$$

Determinamos el área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0028 \cdot 30 \cdot 48$$

$$A_{s \text{ min}} = 4.03 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el máximo valor de área de acero:

$$A_{nec} = 5.93 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$2\emptyset 16 \text{ mm} = 2 \cdot 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$3\emptyset 10\text{mm} = 2 \cdot 0.79 = 2.36\text{cm}^2$$

$$A_{real} = 6.38\text{ cm}^2$$

$$2\emptyset 16\text{mm} + 3\emptyset 10\text{mm}$$

$$A_{real} > A_{nec}; 6.38\text{ cm}^2 > 5.93\text{ cm}^2 \text{ Ok!!}$$

Separación libre entre armaduras principales

$$S = \frac{b - (N^\circ \text{ de barras} \cdot \emptyset) - 2 \cdot d_1}{N^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$S = \frac{30 - (2 \cdot 1.6 + 3 \cdot 1) - 2 \cdot 2}{5 - 1} = 4.50\text{ cm}$$

**Adoptamos: 2Ø16 + 3Ø10 separadas cada 4.50 cm**

Verificación de la separación libre entre armaduras principales:

La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los valores siguientes:

- 2 cm
- El diámetro de la barra más gruesa  $\rightarrow S = 16\text{ mm}$
- 1.2 veces el tamaño del árido (25.4mm)  $\rightarrow S = 3.048\text{ cm}$
- La compactación del elemento se lo realizará con vibrador de diámetro igual a 3.81 cm.

$$4.5\text{ cm} > 3.81\text{ cm OK!!}$$

**Diseño a para el momento NEGATIVO:  $M_d = 9700\text{ kgf}\cdot\text{m}$**

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

Donde:

$$\mu_d = \frac{970\,000}{30 \cdot 48^2 \cdot 166.67} = 0.0842$$

Entramos a la tabla 2 del anexo A-2. se obtiene:

$$w_{s1} = 0.0896$$

$\mu_{lim} > \mu_d$ : no requiere armadura de tracción

Entonces calculamos la armadura de compresión:

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

$$A_s = 0.0896 \cdot 30 \cdot 48 \cdot \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 4.95 \text{ cm}^2$$

Determinamos el área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0028 \cdot 30 \cdot 48$$

$$A_{s \text{ min}} = 4.03 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el máximo valor de área de acero:

$$A_{nec} = 4.95 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$2\emptyset 12\text{mm} = 2 \cdot 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$3\emptyset 12\text{mm} = 3 \cdot 1.13 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{real} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{2\emptyset 12\text{mm} + 3\emptyset 12\text{mm}}$$

$$A_{real} > A_{nec}; 5.65 \text{ cm}^2 > 4.95 \text{ cm}^2 \text{ Ok!!}$$

Separación libre entre armaduras principales

$$S = \frac{b - (N^{\circ} \text{ de barras} \cdot \phi) - 2 \cdot d_1}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$S = \frac{30 - (2 \cdot 1.2 - 3 \cdot 1.2) - 2 \cdot 2}{5 - 1} = 5 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 2Ø12 + 3Ø12 separadas cada 5cm**

Verificación de la separación libre entre armaduras principales:

La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los valores siguientes:

- 2 cm
- El diámetro de la barra más gruesa  $\rightarrow S = 12 \text{ mm}$
- 1.2 veces el tamaño del árido (25.4mm)  $\rightarrow S = 3.048 \text{ cm}$
- La compactación del elemento se lo realizará con vibrador de diámetro igual a 3.81 cm.

**5 cm > 3.81 cm OK!!**

Como la longitud de la viga es de 7.31m. no es conveniente uniformizar esta armadura para toda la viga, por lo tanto, se dispondrá del armado 2Ø12mm. para asegurar el estribado de toda viga y se analizará el tramo derecho de manera separada ya que es un tramo que no requiere satisfacer un alto momento flector.

**Diseño a para el momento NEGATIVO:  $M_d = 1780 \text{ kgf}\cdot\text{m}$**

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

Donde:

$$\mu_d = \frac{178\,000}{30 \cdot 48^2 \cdot 166.67} = 0.01545$$

Entramos a la Tabla 2 del anexo A-1. se obtiene:

$$w_{s1} = 0.0310$$

$\mu_{lim} > \mu_d$ : *No requiere armadura de tracción*

Entonces calculamos la armadura de compresión:

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

$$A_s = 0.0310 \cdot 30 \cdot 48 \cdot \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 1.71 \text{ cm}^2$$

Determinamos el área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0028 \cdot 30 \cdot 48$$

$$A_{s \text{ min}} = 4.032 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el máximo valor de área de acero:

$$A_{nec} = 4.032 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$2\emptyset 12\text{mm} = 2 \cdot 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$2\emptyset 12\text{mm} = 2 \cdot 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{real} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{2\emptyset 12\text{mm} + 2\emptyset 12\text{mm}}$$

$$4.52 \text{ cm}^2 > 4.032 \text{ cm}^2 \text{ OK!!}$$

Separación libre entre armaduras principales

$$S = \frac{b - (N^{\circ} \text{ de barras} \cdot \phi) - 2 \cdot d_1}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$S = \frac{30 - (4 \cdot 1.2) - 2 \cdot 2}{4 - 1} = 7 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 2Ø12 + 2Ø12 separadas cada 7 cm**

Verificación de la separación libre entre armaduras principales:

La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los valores siguientes:

- 2 cm
- El diámetro de la barra más gruesa  $\rightarrow S = 12 \text{ mm}$
- 1.2 veces el tamaño del árido (25.4mm)  $\rightarrow S = 3.048 \text{ cm}$
- La compactación del elemento se lo realizará con vibrador de diámetro igual a 3.81 cm

**7 cm > 3.81 cm OK!!**

### **Análisis de cálculo para el diseño a cortante**

$h = 50 \text{ cm}$  (Altura de la viga)

$b = 30 \text{ cm}$  (Ancho de la viga)

$d_1 = d_2 = 2 \text{ cm}$  (Recubrimiento de viga)

$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$  (Resistencia característica del hormigón a compresión)

$f_{yk} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$  (Límite elástico característico para un acero)

$\gamma_s = 1.15$  (Coeficiente de minoración del acero)

$\gamma_c = 1.50$  (Coeficiente de minoración del hormigón)

Cortante máximo de cálculo mayorados (Envolventes):

$$V_{\max} = 10220 \text{ kgf}$$

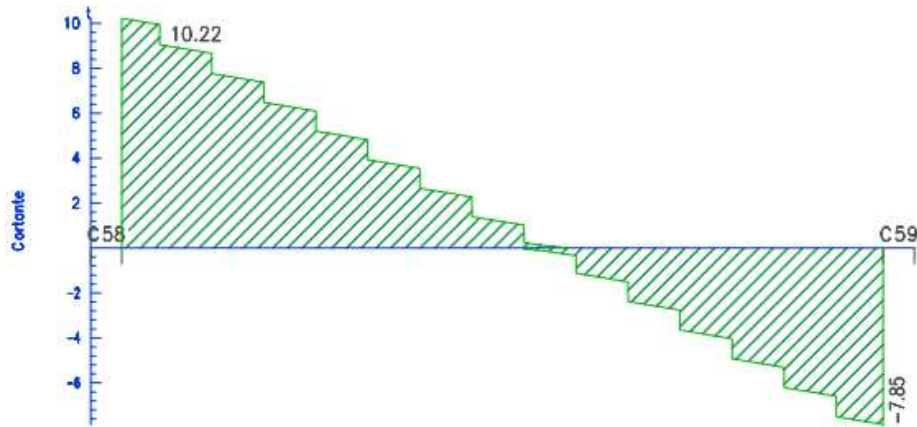


Figura 3.23 Envoltura de Cortante, Fuente: CypeCad 2017

**Diseño a para el cortante máximo de:  $V_{\max} = 10220 \text{ kgf}$**

Determinación de esfuerzos de cálculo

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1.15} = 4347.83 \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Se adopta:  $f_{yd} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$  (Segun CBH87)

$$d = h - d_1 = 50 - 2 = 48 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} \cdot 30 \cdot 48$$

$$V_{cu} = 9295.25 \text{ kgf}$$

Cortante último por agotamiento por compresión oblicua del hormigón

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 0.30 \cdot 166.67 \cdot 30 \cdot 48$$



$$V_{ou} = 72001.44 \text{ kgf}$$

Verificación al caso que pertenece.

$$\text{Caso a)} \quad V_d \leq V_{cu} \quad 24370.00 \leq 11231.76 \text{ kgf (no cumple)}$$

$$\text{Caso b)} \quad V_{cu} < V_d \leq V_{ou} \quad \text{Requiere } A_s \text{ transversal}$$
$$9295.25 < 10220 \leq 72001.44 \text{ (Cumple)}$$

$$\text{Entonces:} \quad V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$V_{su} = 10220 - 9295.25 = 924.75 \text{ kgf}$$

Armadura necesaria para resistir a cortante:

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot S}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{924.75 \cdot 100}{0.9 \cdot 48 \cdot 4200}$$

$$A_s = 0.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del área mínima. Para  $S = 100 \text{ cm}$

$$A_s = 0.02 \cdot b_w \cdot S \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0.02 \cdot 30 \cdot 100 \cdot \frac{166.67}{4200}$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la mayor área de acero:

$$A_s = 2.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Número de piernas 2, entonces:

$$A_s = \frac{2.38}{2} = 1.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de número de barras

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{1.19}{0.503} = 2.37 = 3 \text{ estrib/m}$$

$$esp = \frac{100}{3} = 33.33 = 30 \text{ cm}$$

$$e_{max} \leq \begin{cases} 30cm \\ 0.85 \cdot d = 40.8cm \end{cases} \text{ (cumple)}$$

$$N^{\circ}B \text{ total} = \frac{731}{30} = 24.36 = 25 \text{ estribos}$$

**Adoptamos el más óptimo: 25 $\emptyset$ 8mm c/30 cm**

Como el espaciamiento es el mínimo admisible el área por metro será:

$$N^{\circ}b = \frac{100}{esp} = \frac{100}{30} = 3.00 \text{ estrib/m}$$

$$3\emptyset 8mm = 3 \cdot 0.503 = 1.509 \text{ cm}^2$$

Para 2 piernas:

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2/m$$

**Comparación de resultados:**

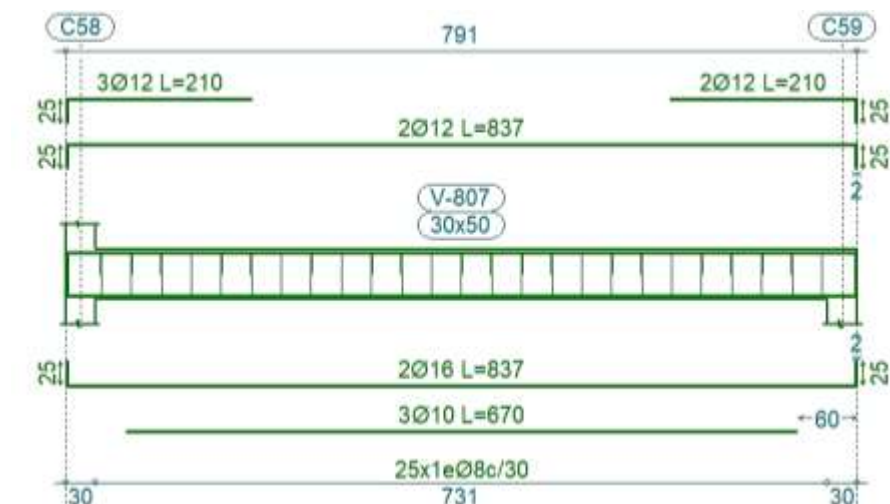


Figura 3.24 Resultados propuestos por el programa en la viga, Fuente: CypeCad 2017

A continuación, se muestra el resumen de cálculo de las armaduras obtenidas por el programa CypeCAD 2017, las obtenidas de manera manual y la variación entre ambas.

<b>ARMADURA LONGITUDINAL</b>			<b>Variación Área (As)</b>
	<b>Cálculo Manual</b>	<b>CYPECAD</b>	
<b>M. Positivo</b>	5.93 cm <sup>2</sup> 2Ø16+3Ø10	6.32 cm <sup>2</sup> 2Ø16+3Ø10	6.17%
<b>M. Negativo C58</b>	4.95 cm <sup>2</sup> 2Ø12+3Ø12	5.27 cm <sup>2</sup> 2Ø12+3Ø12	6.07%
<b>M. Negativo C59</b>	4.032 cm <sup>2</sup> 2Ø12+2Ø12	4.20 cm <sup>2</sup> 2Ø12+2Ø12	4%
<b>ARMADURA TRANSVERSAL</b>			<b>Variación Área (As)</b>
	<b>Cálculo Manual</b>	<b>CYPECAD</b>	
<b>V. (C35, C70)</b>	3.02 cm <sup>2</sup> /m 25Ø8 c/30 cm	3.35 cm <sup>2</sup> /m 25Ø8 c/30 cm	9.85%

### 3.5.2.2. Edificación de Columnas

Se analizó el elemento de nombre C73 dado que es la columna más solicitada, la columna presenta tres tamos, el análisis y cálculo de armadura se realizará en el tramo más crítico para luego uniformizar la armadura en todos los tramos por motivos constructivos.



Figura 3.25 Columna más solicitada, Fuente: Elaboración Propia.

### Análisis de cálculo para la columna C73

Todos los tramos son de sección constante

Altura de la pieza  $h = 35 \text{ cm}$

Ancho del alma  $b = 35 \text{ cm}$

Recubrimiento  $r = 3 \text{ cm}$

$N_{\max} = 90480.0 \text{ kgf}$

Esfuerzos en cabeza:  $M_x = 190.0 \text{ kgf}\cdot\text{m}$       $M_y = 2590.0 \text{ kgf}\cdot\text{m}$

Esfuerzos en pie:      $M_x = 370.0 \text{ kgf}\cdot\text{m}$       $M_y = 1880.0 \text{ kgf}\cdot\text{m}$

Resistencia de los materiales:

$$f_{cd} = 0.9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.9 \cdot \frac{250}{1.50} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

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

### Cálculo del coeficiente de pandeo:

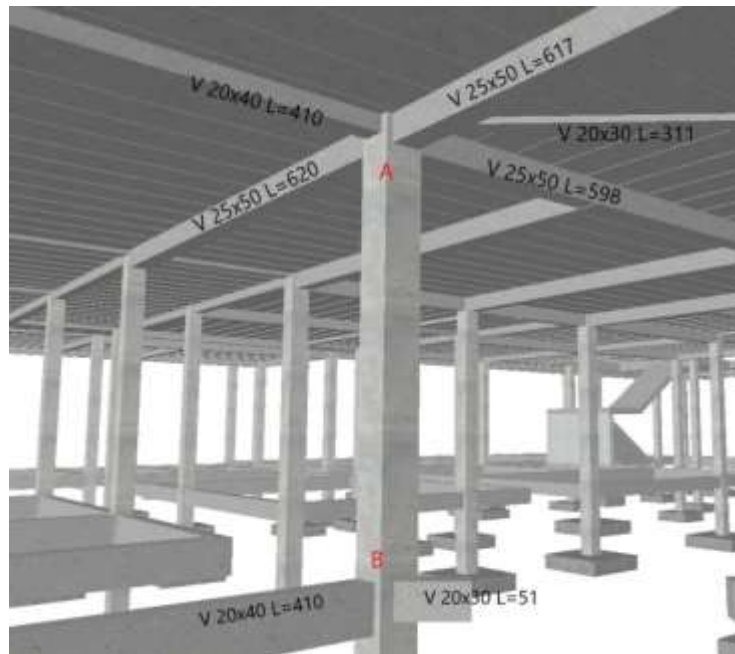


Figura 3.26 Nudos en la columna C73, Fuente: Elaboración Propia.

Los entramados de varios pisos y vanos, habituales en edificios de viviendas y oficinas, podrían ser considerados intraslacional en las direcciones en las que su altura no supere el doble de su longitud y la edificación no superen las 15 plantas.

$$h < 2L \quad 2 \cdot 40.21m = 80.42 m \quad \mathbf{8.85 m \ll 80.42 m \text{ ok!!}}$$

**N° Plantas: 2 < 15 ok!!** “Se puede considerar una columna intraslacional”

### Dirección X

Inercia de Columnas concurrentes en A:

$$I_{1ra} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4; \quad L = 395 \text{ cm.}$$

$$I_{2da} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4; \quad L = 290 \text{ cm.}$$

Inercia de Vigas concurrentes en A:

$$I = \frac{25 \cdot 50^3}{12} = 260416.67 \text{ cm}^4; \quad L = 620 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{25 \cdot 50^3}{12} = 260416.67 \text{ cm}^4; \quad L = 617 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{40 \cdot 20^3}{12} = 26666.67 \text{ cm}^4; \quad L = 410 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{50 \cdot 25^3}{12} = 65104.17 \text{ cm}^4; \quad L = 598 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{30 \cdot 20^3}{12} = 20000 \text{ cm}^4; \quad L = 119.07 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{20 \cdot 30^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4; \quad L = 287.30 \text{ cm.}$$

$$\psi_A = \frac{\frac{125052.0833}{395} + \frac{125052.0833}{290}}{\frac{260416.67}{620} + \frac{260416.67}{617} + \frac{26666.67}{410} + \frac{65104.17}{598} + \frac{20000}{119.07} + \frac{45000}{287.30}}$$

$$\psi_A = 0.56$$

Inercia de columnas concurrentes en B:

$$I_{1ra} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4; \quad L = 395 \text{ cm.}$$

$$I_{2da} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4; \quad L = 150 \text{ cm.}$$

Inercia de Vigas concurrentes en B:

$$I = \frac{40 \cdot 20^3}{12} = 26666.67 \text{ cm}^4; \quad L = 410 \text{ cm.}$$

$$\psi_B = \frac{\frac{125052.0833}{395} + \frac{125052.0833}{150}}{\frac{26666.67}{410}}$$

$$\psi_B = 17.68$$

**Dirección Y**

Inercia de columnas concurrentes en A:

$$I_{1ra} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125052.0833 \text{ cm}^4; \quad L = 395 \text{ cm.}$$

$$I_{2da} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125052.0833 \text{ cm}^4; \quad L = 290 \text{ cm.}$$

Inercia de Vigas concurrentes en A:

$$I = \frac{50 \cdot 25^3}{12} = 65104.17 \text{ cm}^4; \quad L = 620 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{50 \cdot 25^3}{12} = 65104.17 \text{ cm}^4; \quad L = 617 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{20 \cdot 40^3}{12} = 106666.67 \text{ cm}^4; \quad L = 410 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{25 \cdot 50^3}{12} = 260416.67 \text{ cm}^4; \quad L = 598 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{20 \cdot 30^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4; \quad L = 119.07 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{30 \cdot 20^3}{12} = 20000 \text{ cm}^4; \quad L = 287.30 \text{ cm.}$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{125052.0833}{395} + \frac{125052.0833}{290}}{\frac{65104.17}{620} + \frac{65104.17}{617} + \frac{106666.67}{410} + \frac{260416.67}{598} + \frac{45000}{119.07} + \frac{20000}{287.30}}$$

$$\Psi_A = 0.55$$

Inercia de columnas concurrentes en B:

$$I_{1ra} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125052.0833 \text{ cm}^4; \quad L = 395 \text{ cm.}$$

$$I_{2da} = \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 125052.0833 \text{ cm}^4; \quad L = 150 \text{ cm.}$$

Inercia de Vigas concurrentes en B:

$$I = \frac{20 \cdot 40^3}{12} = 106666.67 \text{ cm}^4; \quad L = 410 \text{ cm.}$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{125052.0833}{395} + \frac{125052.0833}{150}}{\frac{106666.67}{410}}$$

$$\Psi_B = 4.42$$

Coefficiente de pandeo para el caso más desfavorable:

$$\text{En dirección X: } \Psi_A = 0.56 ; \Psi_B = 17.68$$

$$\text{En dirección Y: } \Psi_A = 0.55 ; \Psi_B = 4.42$$

De la Tabla N°4 del Anexo A-1. para pórticos intraslacional se obtiene:

$$K_x = 0.82 \quad K_y = 0.80$$

Adoptamos,  $K = 0.82$

$$l_o = 395 \cdot 0.82 = 323.9$$

Esbeltez geométrica de la columna:

$$\lambda = \frac{l \cdot k}{h} = \frac{395 \cdot 0.85}{35} = 9.59 < 10 \quad (\text{Caso 1})$$

CASO 1: Pieza corta y rígida no se verifica al pandeo.

Excentricidad mínima accidental:

$$e \geq \begin{cases} h/20 ; \frac{35}{20} = 1.75 \text{ cm}; \\ 2 \text{ cm} \end{cases} \quad e = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_x}{N_d} = \frac{190}{90480} = 0.0021 = 0.21 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_y}{N_d} = \frac{2590}{90480} = 0.0286 = 2.86 \text{ cm}$$

Excentricidad ficticia:

Los efectos de segundo orden se introducen como excentricidad ficticia

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{fyd}{3500} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_0}{h + 10 \cdot e_0} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fic x} = \left( 3 + \frac{4347.83}{3500} \right) \cdot \frac{35 + 20 \cdot 0.21}{35 + 10 \cdot 0.21} \cdot \frac{329.9^2}{35} \cdot 10^{-4} = 1.34 \text{ cm}$$

$$e_{fic y} = \left( 3 + \frac{4347.83}{3500} \right) \cdot \frac{35 + 20 \cdot 2.86}{35 + 10 \cdot 2.86} \cdot \frac{335.75^2}{35} \cdot 10^{-4} = 1.84 \text{ cm}$$

Excentricidad total

$$e_{total x} = e_{ox} + e_a + e_{fic x} = 0.21 + 2 + 1.34 = 3.55 \text{ cm}$$



$$e_{total\ y} = e_{oy} + e_a + e_{fic\ y} = 2.86 + 2 + 1.84 = 6.70\ cm$$

Momentos reducidos de cálculo en dos direcciones

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{90480 \cdot 3.55}{35 \cdot 35^2 \cdot 150} = 0.05\ (\mu_2)$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{90480 \cdot 6.70}{35 \cdot 35^2 \cdot 150} = 0.1\ (\mu_1)$$

Esfuerzo axial reducido:

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{90480}{35 \cdot 35 \cdot 150} = 0.49$$

Del abaco en roseta Tabla N°5 del Anexo A-1. para flexión esviada encontramos la cuantía mecánica:

✓ Para :  $v = 0.4$  ;  $w = 0.01$

✓ Para:  $v = 0.6$  ;  $w = 0.05$

Interpolando:  $w = 0.023$

**Área de acero longitudinal:**

$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0.023 \cdot 35 \cdot 35 \cdot \frac{150}{4347.83}$$

$$A_s = 1\ cm^2$$

Área de acero mínimo:

$$A_s = 0.008 \cdot b \cdot h = 0.008 \cdot 35 \cdot 35 = 9.80\ cm^2$$

Área de acero máximo:

$$A_s = 0.08 \cdot b \cdot h = 0.08 \cdot 30 \cdot 40 = 96\ cm^2$$

Adoptamos un área de:

$$A_s = 9.80\ cm^2$$

Número de barras de acero:

$$si: 6\varnothing 16mm = 6 \cdot 2.01 = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$si: 4\varnothing 20mm = 4 \cdot 3.14 = 12.57 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el más óptimo:

**6 $\varnothing$ 16mm**

$$A_{real} = 12.06 \text{ cm}^2 > 9.80 \text{ cm}^2 \text{ OK!!}$$

**Armadura transversal**

$$Será: \varnothing = \begin{cases} \frac{1}{4} \varnothing_{long} = 0.25 \cdot 16 = 4mm \\ \varnothing 6mm \end{cases}$$

Adoptamos:  $\varnothing 6mm$

$$Separación: S \leq \begin{cases} base \text{ o } altura; & b = 35cm \\ 30cm \\ 15 \cdot \varnothing_{long}; & 24cm \end{cases}$$

Entonces la armadura final será:

**$\varnothing 6mm \text{ c}/20cm$**

**Comparación de resultados**

En la siguiente tabla, se muestra el resumen de cálculo de las armaduras obtenidas por el programa CypeCAD v2017, las obtenidas de manera manual y la variación entre ambas.

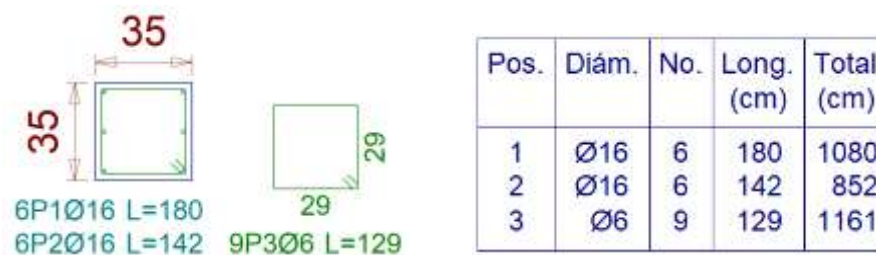


Figura 3.27 Resultados propuestos en la columna C73, Fuente: CypeCad 2017

	<b>Cálculo Manual</b>	<b>CYPECAD</b>	<b>Variación (As)</b>
<b>A. LONGITUDINAL</b>	9.80 cm <sup>2</sup> 6Ø16 mm	10.05 cm <sup>2</sup> 6Ø16 mm	2.49 %
<b>ESTRIBOS</b>	Ø6mm c/20 cm	Ø6mm c/20 cm	0.00 %

### 3.5.2.3. Edificación Zapatas

Se realizó el cálculo de una zapata, bajo la columna C73, que es una de las más críticas del proyecto, para su verificación manual, y su comparación con el programa CYPECAD v2017.

#### Análisis de cálculo para la zapata

Lado de la columna x	$a_o = 35 \text{ cm}$
Lado de la columna en y	$b_o = 35 \text{ cm}$
Recubrimiento de la zapata	$r = 5 \text{ cm}$
Esfuerzo normal	$N_{\max} = 57\,910 \text{ kgf}$
Momento flector en x	$M_x = -390 \text{ kgf}\cdot\text{m}$
Momento flector en y	$M_y = 770 \text{ kgf}\cdot\text{m}$
Esfuerzo cortante en x	$V_x = -940 \text{ kgf}$
Esfuerzo cortante en y	$V_y = 1870 \text{ kgf}$
Capacidad admisible del suelo	$\sigma_{\text{adm}} = 2.20 \text{ kgf/cm}^2$

Resistencia de los materiales:

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

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

El peso propio de la zapata, igual al 5% de la carga axil N

$$N = 1.05 \cdot N_c = 60\,805.5 \text{ kgf}$$

Área mínima de la zapata:

$$A_{min} = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{60\,805.5}{2.20} = 27\,638.86 \text{ cm}^2$$

Para una zapata cuadrada:

$$a = \sqrt{A_{min}} = \sqrt{27\,638.86} = 166.25 \text{ cm}$$

Adoptamos:

$$a = 170 \text{ cm}; \quad b = 170 \text{ cm}$$

Excentricidades de carga:

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{770}{60\,805.5} = 0.016 = 1.6 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{390}{60\,805.5} = 0.008 = 0.81 \text{ cm}$$

Verificación carga ubicada en el tercio de la cimentación:  $e < b/6$

$$e_x = 1.6 \leq \frac{a}{6} = \frac{170}{6} = 28.3 \text{ cm ok!!}$$

$$e_y = 0.81 \leq \frac{b}{6} = \frac{170}{6} = 28.3 \text{ cm ok!!}$$

Para comprobar si las dimensiones cumplen, se verifica el punto más crítico con la relación:

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

$$\sigma_{max} = \frac{57\,910}{170^2} + \frac{6 \cdot 390 \cdot 100}{170^2 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 770 \cdot 100}{170 \cdot 170^2} = 2.15 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}; \quad 2.20 \geq 2.15 \text{ ok!!}$$

Estimación del canto de la zapata:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} = 6.46 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = \frac{4 \cdot 6.46}{1.6 \cdot 2.20} = 7.34 \quad \gamma_f = 1,6$$

Punzonamiento

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 31.68 \text{ cm}$$

Corte en a:

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (170 - 35)}{4 + 7.34} = 23.81 \text{ cm}$$

Corte en b:

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (170 - 35)}{4 + 7.34} = 23.81 \text{ cm}$$

*Adoptamos un canto:  $d = 35 \text{ cm}$*

$$h = d + r = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

*Adoptamos una altura:  $h = 40 \text{ cm}$*

El peso propio real de la zapata se obtiene con la relación:

$$PP_{zapata} = \gamma_H \cdot \text{Volumen}$$

$$PP_{zapata} = 2400 \cdot (1.7 \cdot 1.7 \cdot 0.4) = 2774.4 \text{ kgf}$$

El peso total será:

$$N_f = N_c + PP_{zapata} = 57\,910 + 2774.4 = 60684.4 \text{ kgf}$$

**Verificación por vuelco:**

$$\frac{\text{Momento Estabilizador}}{\text{Momento desestabilizador}} \geq 1.5$$

$$\gamma_{va} = \frac{(N_f) \cdot \frac{a}{2}}{M_x + V_x \cdot h} = \frac{(60684.4) \cdot \frac{1.70}{2}}{390 + 940 \cdot 0.4} = 67.34 \geq 1,5 \text{ ok!!}$$

$$\gamma_{vb} = \frac{(N_f) \cdot \frac{b}{2}}{M_y + V_y \cdot h} = \frac{(60684.4) \cdot \frac{1.70}{2}}{690 + 1700 \cdot 0.40} = 34 \geq 1,5 \text{ ok!!}$$

**Verificación por corte:**

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$q_u = \gamma_f \cdot \sigma_{suelo} = 1.6 \cdot 2.2 = 3.52$$

En ambas direcciones tienes las mismas dimensiones  $a = b$ , entonces para x, y

$$V_d = q_u \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} - d \right) \cdot b$$

$$V_d = 3.52 \cdot \left( \frac{170 - 35}{2} - 35 \right) \cdot 170 = 19448 \text{ kgf}$$

$$V_{cu} = 0,53 \cdot a \cdot d \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$V_{cu} = 0.53 \cdot 170 \cdot 35 \cdot \sqrt{166.67} = 40\,711.92 \text{ kgf}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$19\,448 \text{ kgf} \leq 40\,711.92 \text{ kgf} \text{ ok!!}$$

**Verificación por punzonamiento:**

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$f_{cv} = 0.282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.282 \cdot \sqrt[3]{250^2} \quad f_{vd} = 11.19$$

$$A_c = 4 \cdot d \cdot (a + d) = 4 \cdot 35 \cdot (35 + 35) \quad A_c = 9800 \text{ cm}^2$$

$$V_{cu} = 2 \cdot f_{cv} \cdot A_c = 2 \cdot 11.19 \cdot 9800 \quad V_{cu} = 219\,347.1 \text{ kgf}$$

$$V_d = \sigma_t \cdot [B^2 - (d + a)^2] = 2.20 \cdot [170^2 - (35 + 35)^2] \quad V_d = 52\,800 \text{ kgf}$$

$$V_d \leq V_{cu}; \quad 52\,800 \text{ kgf} \leq 219\,347.1 \text{ kgf}$$

Los esfuerzos en las zapatas serán los siguientes:

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

$$\sigma_1 = \frac{57\,910}{170 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 390 \cdot 100}{170^2 \cdot 170} - \frac{6 \cdot 770 \cdot 100}{170 \cdot 170^2} = 1.96 < 2.20 \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$\sigma_2 = \frac{57\,910}{170 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 390 \cdot 100}{170^2 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 770 \cdot 100}{170 \cdot 170^2} = 2.15 < 2.20 \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$\sigma_3 = \frac{57\,910}{170 \cdot 170} - \frac{6 \cdot 390 \cdot 100}{170^2 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 770 \cdot 100}{170 \cdot 170^2} = 2.05 < 2.20 \text{ kgf/cm}^2$$

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

$$\sigma_4 = \frac{57\,910}{170 \cdot 170} - \frac{6 \cdot 390 \cdot 100}{170^2 \cdot 170} - \frac{6 \cdot 770 \cdot 100}{170 \cdot 170^2} = 1.86 < 2.20 \text{ kgf/cm}^2$$

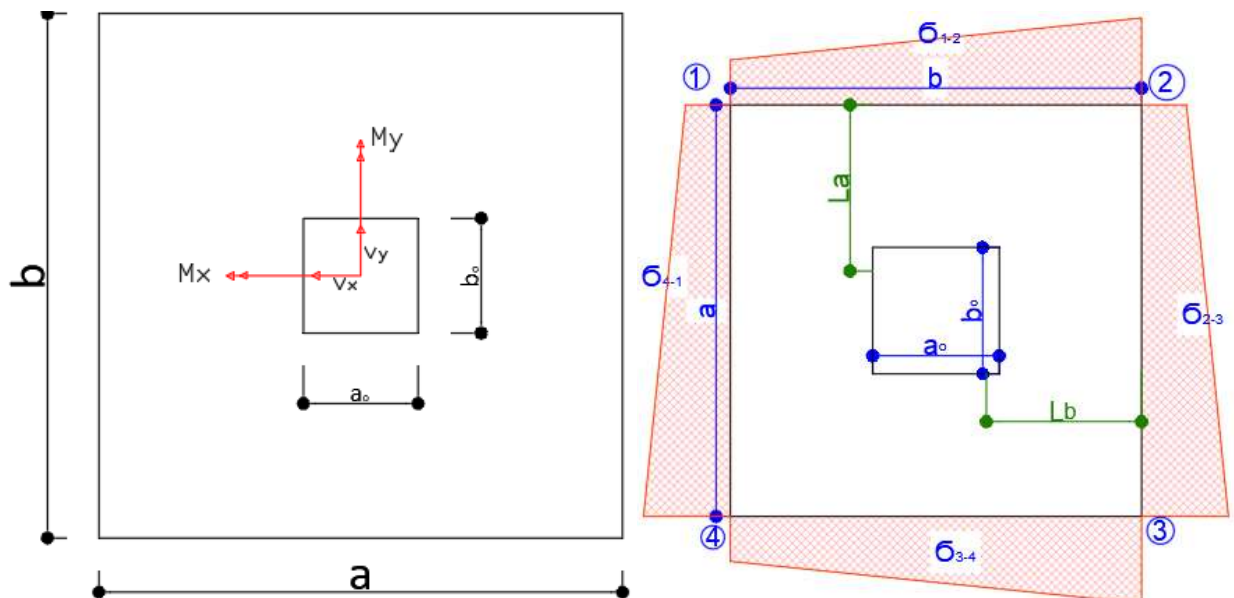


Figura 3.28 Sección de la Zapata, Fuente: Elaboración propia.

Longitudes de empotramiento en dirección a y b:

$$L_a = \frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o = \frac{170 - 35}{2} + 0.15 \cdot 35 = 72.75 \text{ cm}$$

$$L_b = \frac{b - b_o}{2} + 0.15 \cdot b_o = \frac{170 - 35}{2} + 0.15 \cdot 35 = 72.75 \text{ cm}$$

Los esfuerzos en los puntos de referencia:

$$\sigma_{1-2} = 2.05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{2-3} = 2.09 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{3-4} = 1.95 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{4-1} = 1.91 \text{ kgf/cm}^2$$

Esfuerzos de diseño en dirección perpendicular al lado “a”:

$$\sigma_a = 2.05 \text{ kgf/cm}^2$$

Esfuerzos de diseño en dirección perpendicular al lado “b”:

$$\sigma_b = 2.09 \text{ kgf/cm}^2$$

**Cálculo del momento flector en el lado “a”:**

$$M_a = a \cdot \left( \frac{\sigma_a \cdot L_a^2}{2} + \frac{(\sigma_2 - \sigma_a) \cdot L_a^2}{3} \right)$$

$$M_a = 170 \cdot \left( \frac{2.05 \cdot 72.75^2}{2} + \frac{(2.14 - 2.05) \cdot 72.75^2}{3} \right) = 949\,221.08 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Mayorado: } M_{ad} = 1.6 \cdot M_a = 1\,518\,753.7 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo en “a”:

$$\mu_x = \frac{M_{da}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1\,518\,753.7}{170 \cdot 35^2 \cdot 166.67} = 0.044$$

$$\mu_{lim} = 0.332 > 0.044 \text{ ok!! (la zapata no necesita armadura compresión)}$$

$$\omega = \mu_x(1 + \mu_x) = 0.044(1 + 0.044) = 0.046$$



Armatura necesaria en la zapata

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.046 \cdot 170 \cdot 35 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 10.49 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 10.71 \text{ cm}^2$$

Adoptamos:

$$A_s = 10.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \emptyset 12 \text{ N}^\circ B = \frac{A_{s \text{ nec}}}{A_n} = \frac{10.71}{1.13} = 10 \text{ barras}$$

$$S = \frac{b - 2r}{\text{N}^\circ \text{ barras} - 1} = \frac{170 - 2 \cdot 5}{9} = 15 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 10∅12mm.c/15 cm.**

**Cálculo del momento flector en el lado “b”:**

$$M_b = b \cdot \left( \frac{\sigma_b \cdot L_b^2}{2} + \frac{(\sigma_2 - \sigma_b) \cdot L_b^2}{3} \right)$$

$$M_b = 170 \cdot \left( \frac{2.09 \cdot 72.75^2}{2} + \frac{(2.14 - 2.09) \cdot 72.75^2}{3} \right) = 955 \, 219.32 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Mayorado: } M_{bd} = 1.6 \cdot M_a = 1 \, 528 \, 350.92 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo en “b”:

$$\mu_x = \frac{M_{db}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1 \, 528 \, 350.92}{170 \cdot 35^2 \cdot 166.67} = 0.044$$

$$\mu_{lim} = 0.332 > 0.044 \text{ ok!! (la zapata no necesita armadura compresión)}$$

$$\omega = \mu_x(1 + \mu_x) = 0.044(1 + 0.044) = 0.046$$

Armatura necesaria en la zapata

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0.046 \cdot 170 \cdot 35 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 10.49 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 10.71 \text{ cm}^2; \text{ Adoptamos: } A_s = \mathbf{10.71 \text{ cm}^2}$$

Si: Ø16mm

$$N^\circ B = \frac{A_{s \text{ nec}}}{A_n} = \frac{10.71}{1.13} = 10 \text{ barras}$$

$$S = \frac{b - 2r}{N^\circ \text{ barras} - 1} = \frac{170 - 2 \cdot 5}{9} = 15 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 10Ø12mm. c/15 cm.**

$$A_s = \mathbf{11.30 \text{ cm}^2}$$

### Comparación de resultados

En la siguiente tabla, se muestra el resumen de cálculo de las armaduras obtenidas por el programa CypeCAD v2017, las obtenidas de manera manual y la variación entre ambas.

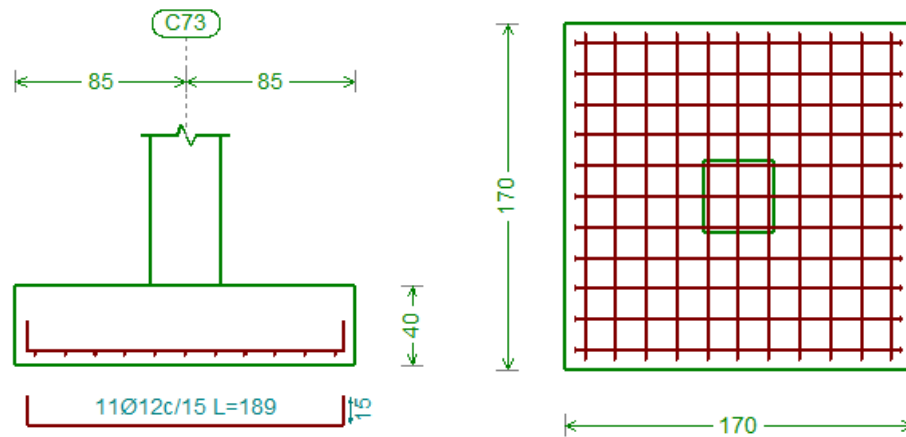


Figura 3.29 Resultados propuestos por el programa, Fuente: CypeCad 2017

	Cálculo Manual	CYPECAD	Variación (As)
<b>DIMENSIONES</b>	170 x 170 x 40 1.16m <sup>3</sup>	170 x 170 x 40 1.16 m <sup>3</sup>	0%
<b>A. LONGITUDINAL X, Y</b>	11.30 cm <sup>2</sup> 10Ø12mm c/15cm	12.44 cm <sup>2</sup> 11Ø12mm c/15cm	9.1%

### 3.5.3. Estructuras complementarias (Escalera)

A continuación, se muestra el cálculo de una escalera de dos tiros rectos con meseta de cuarto de vuelta de hormigón armado que conecta las dos plantas.

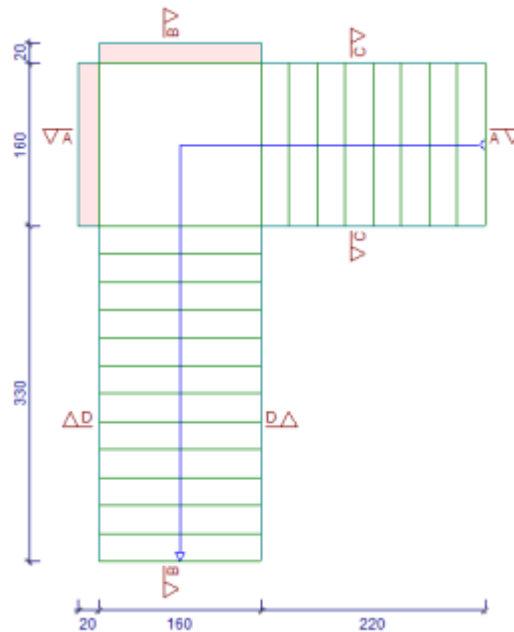


Figura 3.30 Vista en Planta de la escalera, Fuente: CypeCad 2107

#### Análisis de cálculo.

- Z = 3.96 m    Desnivel a salvar
- h = 0.275 m    Huella
- c = 0.18 m    Contra huella
- a = 160 cm    Ámbito de escalera

Número de escalones:

$$n_e = \frac{z}{c} = \frac{3.96}{0.18} = 22$$

Canto de la losa:

$$h_f = L_n / 25$$

$L_n = 488$  cm (descanso más garganta de escalera más desfavorable)

$$h_f = \frac{488}{25} = 19.52 \text{ cm}; \text{ Adoptamos } 20 \text{ cm}$$

Análisis de cargas para 1m de ámbito de escalera:

- **Cargas en los tramos rectos**

Carga Muerta:

- Peso propio de la losa por unidad de área

$$PP = \gamma_{H^o} \cdot h_f = 2500 \cdot 0.20 = 500 \text{ kgf/m}^2$$

- Peso propio de los peldaños por unidad de área

$$PEL = \gamma_{H^o} \cdot \frac{h \cdot c}{2} \cdot n_e$$

$$PEL = 2500 \cdot \frac{0.28 \cdot 0.18}{2} \cdot 9 = 567 \text{ kgf}$$

$$A_{rampa} = L_{inclinada} \cdot 1 = 2.73 \text{ m}^2$$

$$PEL = \frac{567}{2.73} = 207.69 \text{ kgf/m}^2$$

- Acabado solado:  $PS = 100 \text{ kgf/m}^2$
- Carga baranda:  $PB = 50 \text{ kgf/m}$

Total, carga muerta:

$$CM = 500 + 207.7 + 100 + 50 = 857.7 \text{ kgf/m}^2$$

Carga viva:

$$CV = 300 \text{ kgf/m}^2$$

Aplicando coeficientes de mayoración se tiene una carga de diseño de:

$$Q_d = 1.6 \cdot CM + 1.6 \cdot CV = 1.6 \cdot 857.7 + 1.6 \cdot 300$$

$$Q_d = 1852.32 \text{ kgf/m}^2$$

- **Cargas en la meseta (descanso)**

Carga Muerta:

- Peso propio de la losa por unidad de área

$$PP = \gamma_H \cdot hf = 2500 \cdot 0.2 = 500 \text{ kgf/m}^2$$

- Acabado solado:  $PS = 100 \text{ kgf/m}^2$

Total, carga muerta:

$$CM = 500 + 100 = 600 \text{ kgf/m}^2$$

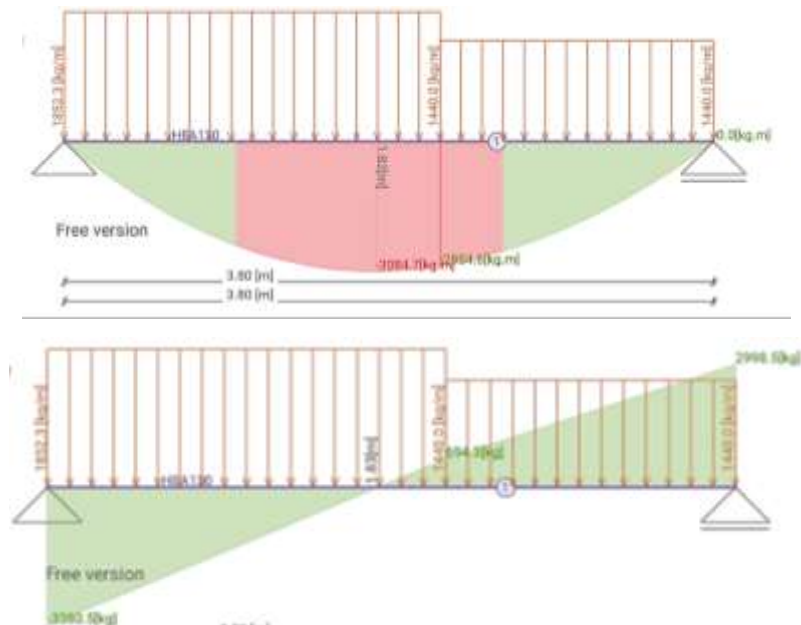
Carga viva:

$$CV = 300 \text{ kgf/m}^2$$

Aplicando coeficientes de mayoración se tiene la carga de diseño:

$$Q_d = 1.6 \cdot CM + 1.6 \cdot CV = 1.6 \cdot 600 + 1.6 \cdot 300$$

$$Q_d = 1440 \text{ kgf/m}^2$$



### Cálculo armadura longitudinal inferior:

- $h = 20$  cm      Canto de la losa
- $b = 100$  cm      Ancho de la losa
- $r = 3$  cm      Recubrimiento
- $f_{ck} = 250$  kgf/cm<sup>2</sup>
- $f_{yk} = 5000$  kgf/cm<sup>2</sup>
- $M_d = 3084$  kgf·m      Momento positivo

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

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

$$d = h - r = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

$$\mu_d = \frac{3084 \cdot 100}{100 \cdot 17^2 \cdot 166.67} = 0.064$$

De la tabla de flexión simple se obtiene:

$$w = 0.0674$$

Entonces el área de la armadura será:

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

$$A_s = 0.0674 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 4.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinamos el área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos el máximo valor de área de acero:

$$A_{nec} = 4.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ancho de 1.6 m el área será:

$$A_{nec} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$4\emptyset 16\text{mm} = 4 \cdot 2.01 = 8.04 \text{ cm}^2$$

**4∅16mm**

Separación libre entre armaduras principales:

$$S = \frac{b - (N^\circ \text{ de barras} \cdot \emptyset) - 2 \cdot r}{N^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$S = \frac{160 - (4 \cdot 1.6) - 2 \cdot 3}{4 - 1} = 45 \text{ cm}$$

Adoptamos una separación de 25 cm, entonces:

$$N^\circ b = \frac{160 \text{ cm} - 2 \cdot 3}{25 \text{ cm}} + 1 = 8 \text{ barras}$$

$$8\emptyset 16\text{mm} = 8 \cdot 2.01 = \mathbf{16.08 \text{ cm}^2}$$

**Adoptamos: 8∅16mm c/25cm**

**Cálculo armadura negativa:**

Podemos adoptar el 25% de la cuantía del acero positivo

$$A_s = 0.25 \cdot 7.02 = 1.76 \text{ cm}^2$$

Determinamos el área mínima de acero para todo el ámbito de 160cm:

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 160 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 4.08 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el máximo valor de área de acero:

$$A_{nec} = 4.08 \text{ cm}^2$$

Por tratarse de un acero mínimo partimos del espaciamiento  $S = 25\text{cm}$

$$N^{\circ}b = \frac{160 \text{ cm} - 2 \cdot 3}{25 \text{ cm}} + 1 = 8 \text{ barras}$$

$$8\emptyset 12\text{mm} = 8 \cdot 1.13 = 9.05 \text{ cm}^2$$

**adoptamos: 8∅12mm c/25cm**

### Verificación a cortante

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} \cdot 160 \cdot 17$$

$$V_{cu} = 17\,557.70 \text{ kgf}$$

Verificación al caso que pertenece.

Caso a)  $V_d \leq V_{cu} : 3380.5 \leq 17\,557.70 \text{ kg}$  (Cumple)

No se necesita Armadura de corte dado que el hormigón resiste el esfuerzo por sí solo, se puede disponer de una armadura mínima.

Determinamos el área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$



$$A_s \text{ min} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_s \text{ min} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Adoptamos una separación de 20cm:

$$N^\circ b = \frac{100}{20} + 1 = 6 \text{ barras}$$

$$6\emptyset 8\text{mm} = 6 \cdot 0.503 = 3.02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 2.55 \text{ Ok!!}$$

**adoptamos: 6 $\emptyset$ 8mm c/20cm /m**

### Comparación de cálculo

En la siguiente tabla, se muestra el resumen de cálculo de las armaduras obtenidas por el programa CypeCAD v2017, las obtenidas de manera manual y la variación entre ambas.

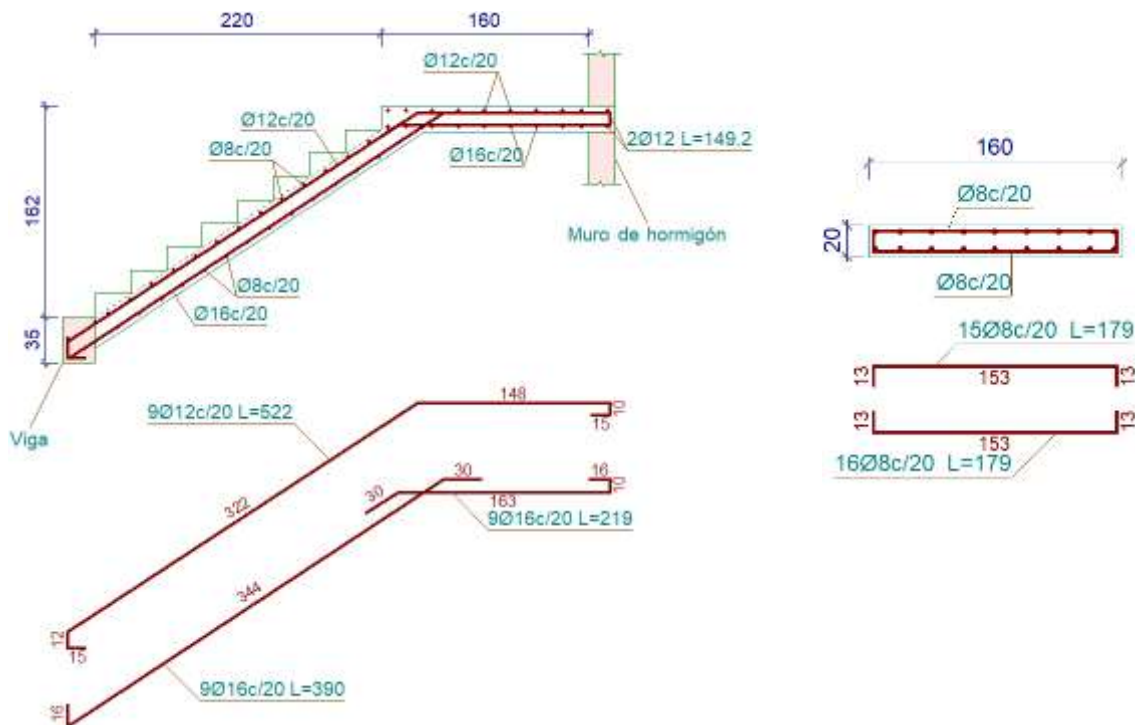


Figura 3.31 Resultados propuestos en la escalera por el programa, Fuente: CypeCad 2017

	<b>Cálculo Manual</b>	<b>CYPECAD</b>	<b>Variación (As)</b>
<b>A. LONGITUDINAL POSITIVA</b>	16.08 cm <sup>2</sup> 8Ø16mm.c/25cm	18.09 cm <sup>2</sup> 9Ø16mm.c/20cm	11.11%
<b>A. LONGITUDINAL NEGATIVA</b>	9.05 cm <sup>2</sup> 8Ø12mm.c/25cm	10.18 cm <sup>2</sup> 9Ø12mm.c/20cm	11.10%
<b>A. TRANSVERSAL</b>	2.55 cm <sup>2</sup> Ø8mm c/20cm/m	2.94 cm <sup>2</sup> Ø8mm.c/20cm/m	13.26%

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

#### **3.6.1. Especificaciones técnicas**

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem. El equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Como se indica a continuación:

#### **ÍTEM 2: REPLANTEO Y TRAZADO**

**UNID: m<sup>2</sup>**

##### **1.- DEFINICIÓN**

Este ítem comprende todos los trabajos necesarios para la ubicación de las áreas destinadas a albergar las construcciones y los de replanteo y trazado de los ejes para localizar las edificaciones de acuerdo a los planos de construcción y/o indicaciones del Supervisor de Obra.

Asimismo, comprende el replanteo de aceras, muros de cerco y otros.

##### **2.- MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO**

El contratista suministrará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para ejecutar el replanteo y trazado de las edificaciones y de otras obras.

##### **3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN**

El replanteo y trazado de las fundaciones tanto aisladas como continuas, serán realizadas por el contratista con estricta sujeción a las dimensiones señaladas en los planos respectivos.

El contratista demarcará toda el área donde se realizará el movimiento de tierras, de manera que, posteriormente, no existan dificultades para medir los volúmenes de tierra movida.

Preparado el terreno de acuerdo al nivel y rasante establecidos, el Contratista procederá a realizar el estacado y colocación de caballetes a una distancia no menor a 1.50 m. de los bordes exteriores de las excavaciones a ejecutarse.

Los ejes de las zapatas se definirán con alambre o lienza firmemente tensa y fijada a clavos colocados en los caballetes de madera, sólidamente anclados en el terreno. Las lienzas serán dispuestas con escuadra y nivel, a objeto de obtener un perfecto paralelismo entre las mismas. Seguidamente los anchos de cimentación y/o el perímetro de las fundaciones aisladas se marcarán con yeso o cal.

El contratista será el único responsable del cuidado y reposición de las estacas y marcas requeridas para la medición de los volúmenes de obra ejecutada.

El trazado deberá recibir aprobación escrita del Supervisor de Obra, antes de proceder con los trabajos siguientes.

#### **4.- MEDICIÓN**

- El replanteo de las construcciones será medido en metros cuadrados, tomando en cuenta únicamente la superficie total neta de la construcción.
- El replanteo de las aceras será medido en metros.
- Los muros de cerco se medirán en metros lineales.

#### **5.- FORMA DE PAGO**

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Las especificaciones de todos los ítems se encuentran en el Anexo A-7.

### **3.6.2. Precios unitarios**

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto cuyas planillas se encuentran detallados en el anexo A-5. Para las incidencias se toma en cuenta los siguientes valores:

- ✓ Cargas sociales (55.00% de subtotal mano de obra)
- ✓ Impuestos IVA (14.94% de subtotal mano de obra + cargas sociales)
- ✓ Herramientas (5.00% de total mano de obra)
- ✓ Gastos generales (10.00% de 1 + 2 + 3)
- ✓ Utilidad (10.00% de 1 + 2 + 3 + 4) La utilidad es el beneficio o ganancia de la empresa por la ejecución de la obra. Se asumió como referencia un porcentaje del **10%** para los precios unitarios. Sin embargo, es potestad de la empresa y está en función a su expectativa de ganancia.
- ✓ Impuestos IT (3.09% de 1 + 2 + 3 + 4 + 5)

La siguiente planilla expresa el formato que se sigue para establecer los precios unitarios de cada ítem:

DATOS GENERALES						
Proyecto:		CONST. CENTRO DE ACOGIDA LUZ DIVINA				
Actividad:		Replanteo y trazado				
Cantidad:		1.541,88				
Unidad:		m <sup>2</sup>				
Moneda:		Bolivianos				
<b>1.-</b>	<b>MATERIALES</b>	<b>Unid.</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio Productivo</b>	<b>Costo Total</b>	
1	Madera de construccion	p <sup>2</sup>	1,00	4,00	4,00	
2	Alambre de amarre	kg	0,03	13,80	0,41	
3	Clavos	kg	0,02	13,00	0,26	
4	Estuco	kg	0,07	0,78	0,05	
					<b>TOTAL MATERIALES:</b>	<b>4,72</b>
<b>2.-</b>	<b>MANO DE OBRA</b>	<b>Unid.</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio Productivo</b>	<b>Costo Total</b>	
1	Albañil	hr	0,05	19,00	0,95	
2	Ayudante	hr	0,08	13,00	1,04	
					<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA:</b>	<b>1,99</b>
CARGAS SOCIALES (55,00% de SUBTOTAL MANO DE OBRA)					1,09	
IMPUESTOS IVA (14,94% de SUBTOTAL MANO DE OBRA+CARGAS SOCIALES)					0,46	
					<b>TOTAL MANO DE OBRA:</b>	<b>3,54</b>
<b>3.-</b>	<b>EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>	<b>Unid.</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio Productivo</b>	<b>Costo Total</b>	
HERRAMIENTAS (5,00% de TOTAL MANO DE OBRA)					0,18	
					<b>TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:</b>	<b>0,18</b>
<b>4.-</b>	<b>GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS</b>					
GASTOS GENERALES (10,00% de 1 + 2 + 3)					0,84	
					<b>TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:</b>	<b>0,84</b>
<b>5.-</b>	<b>UTILIDAD</b>					
UTILIDAD (10,00% de 1 + 2 + 3 + 4)					0,93	
					<b>TOTAL UTILIDAD:</b>	<b>0,93</b>
<b>6.-</b>	<b>IMPUESTOS</b>					
IMPUESTOS IT (3,09% de 1 + 2 + 3 + 4 + 5)					0,32	
					<b>TOTAL IMPUESTOS:</b>	<b>0,32</b>
					<b>TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):</b>	<b>10,53</b>
					<b>PRECIO UNITARIO ADOPTADO:</b>	<b>10,53</b>

Son: Diez con 53/100 Bolivianos

Figura 3.32 Esquema general Análisis de Precios unitarios, Fuente: Prescom 2013-20

### 3.6.3. Cómputos métricos

Los cómputos métricos serán realizados para cada ítem, contemplando la medición de: longitudes, áreas, volúmenes y pzas. En el anexo A-4. se indica a detalle el desarrollo de la medición.

La siguiente tabla expresa el formato que se sigue para la cuantificación de los ítems:

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	Unid	Largo m	Ancho m	Alto m	Área o Per	N° Partes	Cant. Parcial	Cant. sub- Total
4	REPLANTEO Y TRAZADO	m <sup>2</sup>							1541.88
			43.19	35.70				1541.88	

### 3.6.4. Presupuesto de obra

Se obtiene en función a los volúmenes de la obra obtenidos del cómputo métrico y el análisis de precios unitarios correspondiente a cada ítem. La suma de los costos parciales nos lleva al presupuesto total de la obra.

Para el presente proyecto se lo realizó con la ayuda del programa PRESCOM 2013-20, dando un monto total de la obra de 5.498.364,17 Bs. detallado en el anexo A-6.

### 3.6.5. Planeamiento y cronograma de obra

Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción del Centro de Acogida Luz Divina. Concluyendo que de acuerdo al plan de ejecución planteado y utilizando el método Gantt en el programa Microsoft Project, esta obra puede ser realizado en un término de 423 días calendarios. Se muestra el cronograma en el Anexo A-8.

Asimismo, se determinó los días laborales por ítem a partir de los grupos de trabajo empleados para la ejecución del proyecto como se muestra a continuación.

ÍTEM	Descripción	Und	Cantidad	Rend. (hr/unid)	Duración (hr)	N° G.T.	hr/GT	Días	Días Lab
<b>Módulo: (M01) - Obras Preliminares</b>									
1	Letrero de Obras	pza	1.00	2	2.00	1	2.00	0.3	<b>1</b>
2	Cerco de Calamina	m	182.04	0.8	145.63	3	48.54	6.1	<b>7</b>
3	Instalación de faenas	glb	1.00	40	40.00	2	20.00	2.5	<b>3</b>
4	Replanteo y trazado	m <sup>2</sup>	1 541.88	0.08	123.35	3	41.12	5.1	<b>6</b>
<b>Módulo: (M02) - Obra Gruesa</b>									
5	Excavacion con retroexcavadora	m <sup>3</sup>	176.67	0.05	8.83	1	8.83	1.1	<b>2</b>
6	Excavación p/vigas H°A° Planta Baja	m <sup>3</sup>	33.44	4	133.76	3	44.59	5.6	<b>6</b>

7	Carpeta de H° Pobre tipo C	m <sup>3</sup>	15.54	9	139.86	4	34.97	4.4	<b>5</b>
8	Zapatas de H°A°	m <sup>3</sup>	36.55	18	657.90	5	131.58	16.4	<b>16</b>
9	Relleno y compactado c/equipo manual	m <sup>3</sup>	140.13	1.25	175.16	3	58.39	7.3	<b>8</b>
10	Vigas H°A° p/muro Planta Baja	m <sup>3</sup>	43.35	22	953.70	6	158.95	19.9	<b>20</b>
11	Columnas de H°A°	m <sup>3</sup>	55.87	22	1229.14	6	204.86	25.6	<b>26</b>
12	Vigas de H°A°	m <sup>3</sup>	115.91	24.1	2793.43	6	465.57	58.2	<b>59</b>
13	Losa alivianada c/Plastoform H=25cm	m <sup>2</sup>	977.24	1.5	1465.86	6	244.31	30.5	<b>31</b>
14	Losa alivianada c/Plastoform H=20cm	m <sup>2</sup>	928.45	1.5	1392.68	6	232.11	29.0	<b>29</b>
15	Losa maciza H°A°	m <sup>3</sup>	0.92	17	15.64	1	15.64	2.0	<b>2</b>
16	Escaleras de H°A°	m <sup>3</sup>	7.20	18	129.60	2	64.80	8.1	<b>9</b>
17	Rampa de H°A°	m <sup>3</sup>	9.29	18	167.22	2	83.61	10.5	<b>11</b>
18	Impermeabilización Vigas Planta Baja	m <sup>2</sup>	94.72	0.5	47.36	1	47.36	5.9	<b>6</b>
19	Muro de ladrillo 6 huecos E=12 cm	m <sup>2</sup>	1 677.30	1.75	2935.28	6	489.21	61.2	<b>62</b>
20	Muro de ladrillo 6 huecos E=18 cm	m <sup>2</sup>	616.28	2.2	1355.82	4	338.95	42.4	<b>43</b>
21	Dintel de ladrillo armado	m	376.64	1	376.64	2	188.32	23.5	<b>24</b>
22	Piso de cemento c/empedrado e=5cm	m <sup>2</sup>	1 305.43	1.8	2349.77	6	391.63	49.0	<b>49</b>
23	Baranda metálica	m	171.25	2.55	436.69	3	145.56	18.2	<b>19</b>
24	Cercha metálica	pza	13.00	7	91.00	1	91.00	11.4	<b>12</b>
25	Correa metálica	m	226.52	0.3	67.96	1	67.96	8.5	<b>9</b>
26	Cubierta Translucida alveolar	m <sup>2</sup>	137.73	0.12	16.53	1	16.53	2.1	<b>3</b>
<b>Módulo: (M03) - Obra Fina</b>									
27	Impermeabilización losas	m <sup>2</sup>	1 221.19	0.9	1099.07	5	219.81	27.5	<b>28</b>
28	Cielo raso	m <sup>2</sup>	1 905.69	1.6	3049.10	6	508.18	63.5	<b>64</b>
29	Revoque interior c/ yeso	m <sup>2</sup>	3 354.60	1.2	4025.52	6	670.92	83.9	<b>84</b>
30	Revoque exterior c/mortero	m <sup>2</sup>	616.28	1.8	1109.30	3	369.77	46.2	<b>47</b>
31	Piso cerámico sobre losa	m <sup>2</sup>	1 996.95	1.5	2995.43	5	599.09	74.9	<b>75</b>
32	Zócalo de cerámica	m	1 191.38	0.46	548.03	3	182.68	22.8	<b>23</b>
33	Revestimiento de cerámica P/Exterior	m <sup>2</sup>	322.79	1.6	516.46	3	172.15	21.5	<b>22</b>
34	Puerta de madera	m <sup>2</sup>	122.33	2	244.66	2	122.33	15.3	<b>16</b>
35	Puerta de vidrio templado 8 mm	m <sup>2</sup>	8.63	2.5	21.58	1	21.58	2.7	<b>3</b>
36	Ventanas de aluminio c/vidrio	m <sup>2</sup>	569.59	1.65	939.82	6	156.64	19.6	<b>20</b>

37	Mesón c/revestimiento cerámico	m <sup>2</sup>	17.04	6	102.24	1	102.24	12.8	<b>13</b>
38	Pintura látex interior	m <sup>2</sup>	3 354.60	0.45	1509.57	6	251.60	31.4	<b>32</b>
39	Pintura látex exterior	m <sup>2</sup>	616.28	0.5	308.14	2	154.07	19.3	<b>20</b>
40	Pintura al aceite s/carp. de madera	m <sup>2</sup>	244.66	0.5	122.33	1	122.33	15.3	<b>16</b>
41	Pizarras acrílicas	m <sup>2</sup>	11.25	0.7	7.88	1	7.88	1.0	<b>1</b>
42	Chapa exterior (2 Golpes)	pza	5.00	3.5	17.50	1	17.50	2.2	<b>3</b>
43	Chapa interior de bola	pza	43.00	3.5	150.50	3	50.17	6.3	<b>7</b>
44	Chapa de baño	pza	16.00	2	32.00	1	32.00	4.0	<b>4</b>
45	Prov. Inst. Escalera marinera	pza	1.00	3	3.00	1	3.00	0.4	<b>1</b>
46	Reja metálica	m <sup>2</sup>	212.71	5	1063.55	5	212.71	26.6	<b>27</b>
47	Acera Exterior	m <sup>2</sup>	528.29	2.6	1373.55	6	228.93	28.6	<b>29</b>
<b>Módulo: (M04) - Instalación Sanitaria</b>									
48	Tanque plástico de agua 2000lt c/acc.	pza	2.00	6	12.00	1	12.00	1.5	<b>2</b>
49	Prov. Inst. Inodoro tanque bajo	pza	16.00	1.5	24.00	1	24.00	3.0	<b>3</b>
50	Prov. Inst. inodoro p/discapitados	pza	2.00	1	2.00	1	2.00	0.3	<b>1</b>
51	Instalación de Ducha	pza	9.00	2.5	22.50	1	22.50	2.8	<b>3</b>
52	Lavamanos c/grifería	pza	16.00	1	16.00	1	16.00	2.0	<b>2</b>
53	Prov. Inst. Urinario de pared	pza	1.00	3	3.00	1	3.00	0.4	<b>1</b>
54	Lavaplatos c/2depositos 1 fregadero	pza	6.00	1	6.00	1	6.00	0.8	<b>1</b>
55	Lavarropa de cemento	pza	2.00	3.5	7.00	1	7.00	0.9	<b>1</b>
<b>Módulo: (M05) - Trabajos Finales</b>									
56	Limpieza general	glb	1	50	50.00	3	16.67	2.1	<b>3</b>



#### 4. APORTE ACADÉMICO (DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA MACIZA DE UNA RAMPA FIJA)

##### 4.1. Generalidades

En la propuesta de proyecto se planteó como aporte académico realizar el diseño estructural de la losa de hormigón armado de una rampa fija.

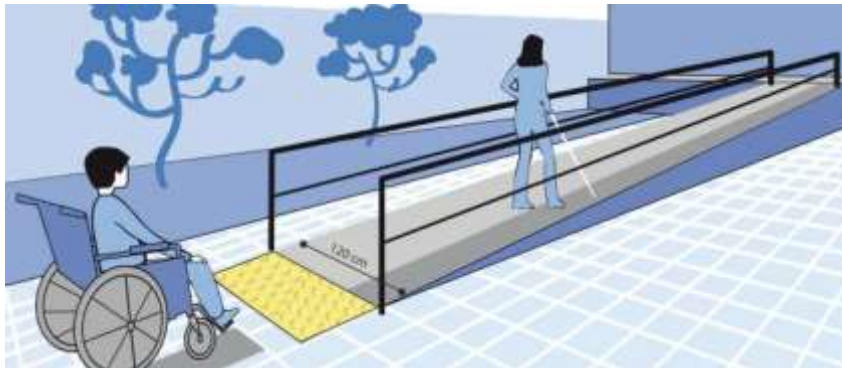


Figura 4.1 Imagen ilustrativa de rampa, fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

Las rampas son algunas de las soluciones más utilizadas para salvar pequeños desniveles verticales. Generalmente se encuentran en locales comerciales, espacios públicos, centros de salud o como en este caso un centro de acogida.

La norma NB1220005 (Accesibilidad de las personas con discapacidad al medio físico) y el Reglamento de accesibilidad brindan algunos datos técnicos como ser:

- ✓ Ancho mínimo de rampa 1.20 m en áreas de poca circulación.
- ✓ Ancho mínimo de rampa 2.00 m en áreas de circulación constante.
- ✓ No se deberá disponer ningún objeto en todo el recorrido de la rampa y sus descansos.
- ✓ La superficie de los pisos debe ser uniformes y de material antideslizante.
- ✓ La longitud máxima de la rampa entre descansos será de 15 m.
- ✓ Se debe considerar barandas a ambos lados de la rampa.
- ✓ Cuando se disponga rampas del doble del ancho mínimo (2.00m), se deberá colocar pasamanos centrales.

- ✓ Los pasillos longitudinales y las rampas deben tener diferentes colores de piso para diferenciar el cambio de nivel.

#### 4.2. Marco teórico

El diseño de las losas macizas de las rampas se puede realizar de la misma manera que una losa de escalera de hormigón armado, analizando la rampa de manera horizontal. Se puede hacer uso las ecuaciones de flexión simple y parámetros técnicos sobre las placas planas que especifica la Norma boliviana CBH-87

##### - Cálculo a flexión simple

Se debe considerar los estados de límites últimos:

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

- de efecto desfavorable (Carga muerta)  $\gamma_{fg} = 1.60$
- de efecto desfavorable (Carga viva)  $\gamma_{fq} = 1.60$

Se calcula el momento reducido de cálculo.

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

$$\text{Área de acero: } A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

##### - Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot A_c$$

Ac: Área total de la sección.

Ws min: Cuantía geométrica mínima a flexión.

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
<b>Pilares</b>		0.008	0.006	0.005	0.004
<b>Losa</b>		0.002	0.0018	<b>0.0015</b>	0.0014
<b>Vigas</b>		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
<b>Muros</b>	horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008

Tabla N°3.11 Cuantías mínimas, Fuente: CBH87

### 4.3. Aporte

Se establecen los momentos flectores positivos y negativos en las placas de H°A°. Posteriormente se calculó del mismo modo que una losa horizontal de ancho unitario con las cargas actuantes sobre la longitud horizontal de la rampa.

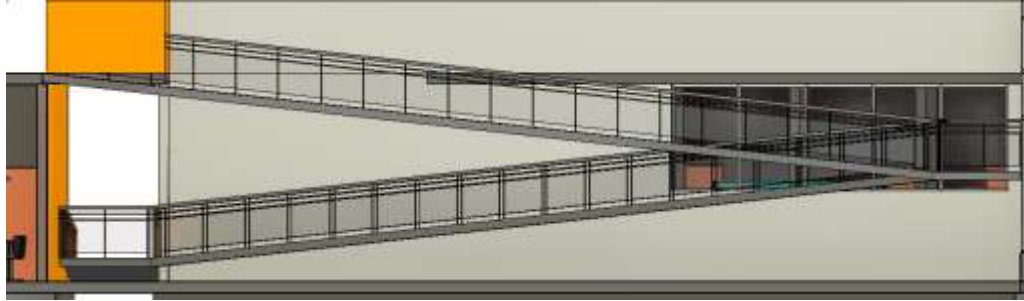


Figura 4.2 Vista Lateral Rampas, Fuente: Elaboración Propia.

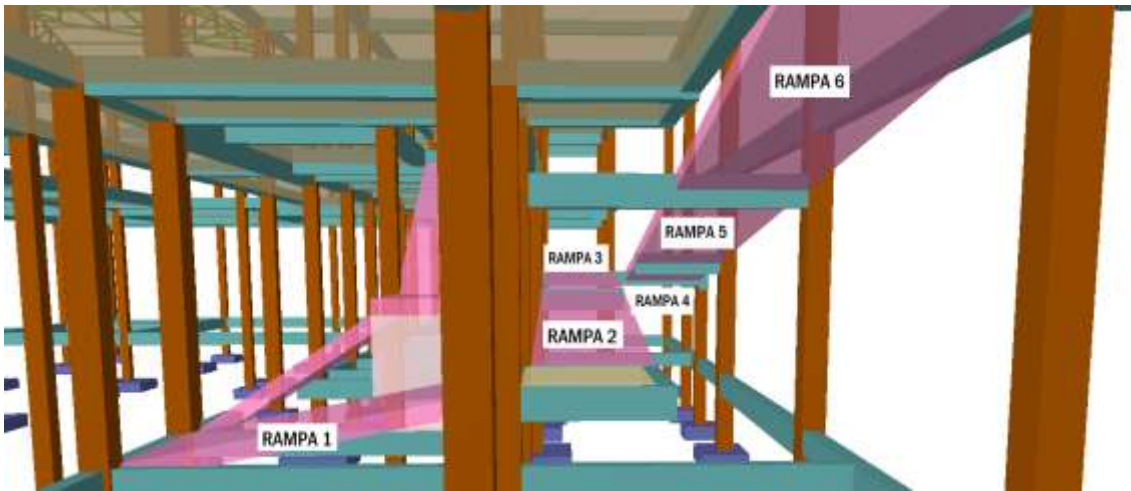
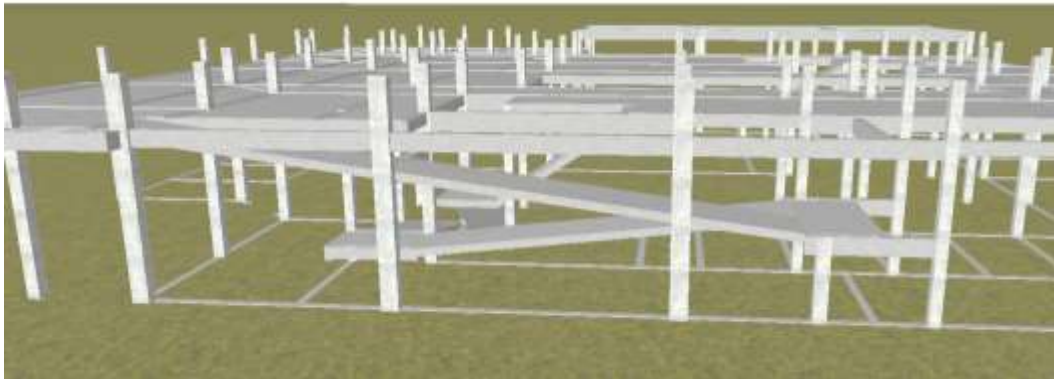


Figura 4.3 Vista interna de las Rampas, Fuente: Elaboración Propia.

### Vista en Planta:

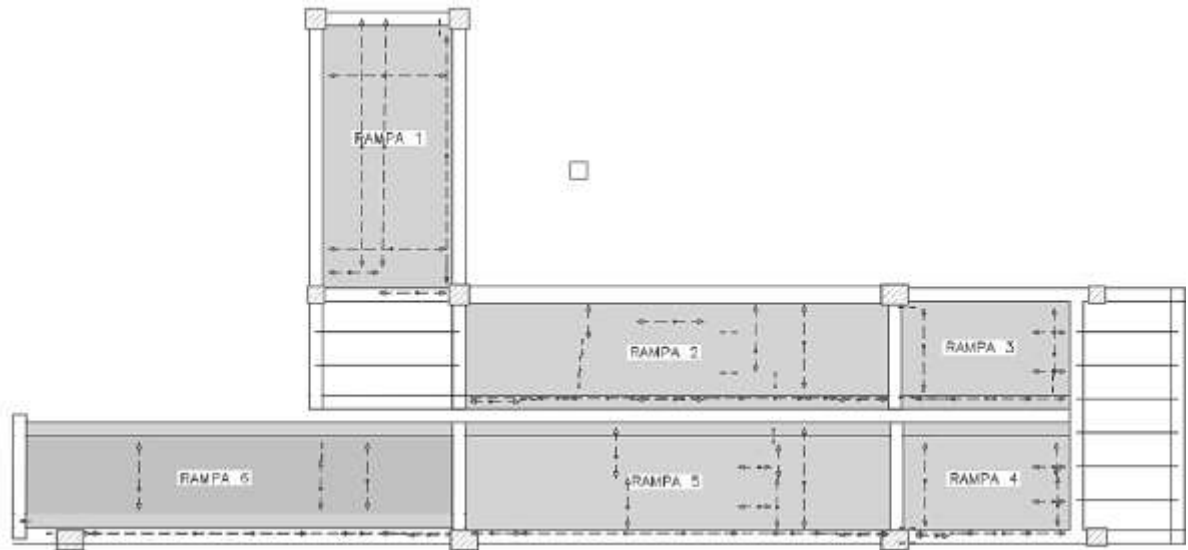


Figura 4.4 Vista en planta de las rampas, Fuente: Elaboración Propia.

	Horizontal (m)	Vertical (m)	L. Rampa (m)	Ámbito (m)	Pendiente (%)
Rampa 1	3.96	0.81	4.04	1.90	20.45
Rampa 2	6.40	0.78	6.45	1.54	12.19
Rampa 3	2.60	0.31	2.62	1.54	11.92
Rampa 4	2.60	0.36	2.62	1.60	13.85
Rampa 5	6.36	0.84	6.42	1.60	13.21
Rampa 6	6.40	0.85	6.46	1.60	13.28

Tabla N°3.12 Datos geométricos de las Rampas, Fuente: Elaboración Propia.

### Determinación canto de la losa:

Por facilidad constructiva adoptamos un mismo canto para todas las rampas:

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

### Análisis de cargas en la rampa

- Peso propio de la losa por unidad de área

$$PP = \gamma \cdot h_f = 2500 \cdot 0.2$$

$$PP = 500 \text{ kgf/m}^2$$

- Peso baranda: PB = 50 k/m

- Acabado solado:

Carpeta nivelación del hormigón:

$$h = 3\text{cm}$$

$$\gamma \text{ hormigón} = 2500 \text{ kgf/m}^3$$

$$P = h \cdot \gamma_H = 75 \text{ kgf/m}^2$$

Mortero para cerámico:

$$h = 1\text{cm}$$

$$\gamma \text{ mortero cerámico} = 1500 \text{ kgf/m}^3$$

$$P = h \cdot \gamma = 15 \text{ kgf/m}^2$$

Revestimiento cerámico:

$$h = 1\text{cm}$$

$$\gamma = 1800 \text{ kgf/m}^3$$

$$P = h \cdot \gamma = 18 \text{ kgf/m}^2$$

$$PS = 75 + 15 + 18 = 105 \text{ kgf/m}^2$$

Adoptamos:

$$Peso \text{ Solado} = 130 \text{ kg/m}^2$$

Total, carga muerta tomando 1m de ámbito de rampa:

$$CM = 500 + 130 + 50$$

$$CM = 680 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} / \text{m}$$

- Carga viva:

$$CV = 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} / \text{m}$$

Aplicando coeficientes de mayoración de cargas se obtiene una carga de diseño de:

$$Q_d = 1.6 \cdot CM + 1.6 \cdot CV = 1.6 \cdot 680 + 1.6 \cdot 300$$

$$Q_d = 1568 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} / \text{m}$$

## ANÁLISIS RAMPA 1

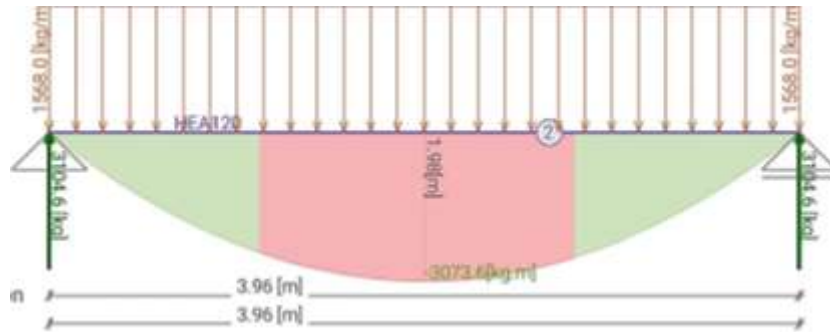


Figura 4.5 Momento Flector en la Rampa, Fuente: Elaboración Propia.

### - Armadura longitudinal inferior:

- $f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$
- $f_{yk} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$
- $M_d = 3073.6 \text{ kgf}\cdot\text{m}$
- $r = 3 \text{ cm}$
- $L_h = 3.96 \text{ m}$
- $L_{\text{rampa}} = 4.04 \text{ m}$
- $\text{Ámbito} = 1.90 \text{ m}$

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

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

$$d = hf - r = 20 - 3 = 17 \text{ cm.}$$

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

$$\mu_d = \frac{3073.6 \cdot 100}{100 \cdot 17^2 \cdot 166.67} = 0.064$$

De la tabla N°3 del anexo A-1. para flexión simple, se obtiene:

$$w = 0.067$$

Entonces el área de la armadura será:

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

$$A_s = 0.067 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 4.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos:

$$A_{nec} = 4.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.90 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 4.37 \cdot 1.90$$

$$A_{nec} = \mathbf{8.30 \text{ cm}^2}$$

Número de barras de acero:

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^\circ b = \frac{A_s}{A_\emptyset} = \frac{8.30}{0.503} = 17$$

Espaciamiento entre armaduras principales:

$$S = \frac{b - 2r}{N^\circ b - 1}$$

$$S = \frac{190 - 2 \cdot 3}{17 - 1} = 11.5 \text{ cm}; \text{ Adoptamos } 10 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{190 - 2 \cdot 3}{10} + 1 = 20$$

**doptamos: 20Ø8 mm c/10cm**

- **Armadura longitudinal superior**

Para el acero negativo se adopta el 25% de la cuantía de acero positivo

$$A_s = 0.25 \cdot 8.30 = 2.075 \text{ cm}^2$$

Para un ámbito de 1.90 m el área de acero mínimo será:

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 190 \cdot 17$$

**Adoptamos:  $A_{s \text{ min}} = 4.85 \text{ cm}^2$**

Número de barras de acero:

$$\text{si: } \varnothing 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\varnothing}} = \frac{4.85}{0.503} = 10$$

Espaciamiento entre armaduras:

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

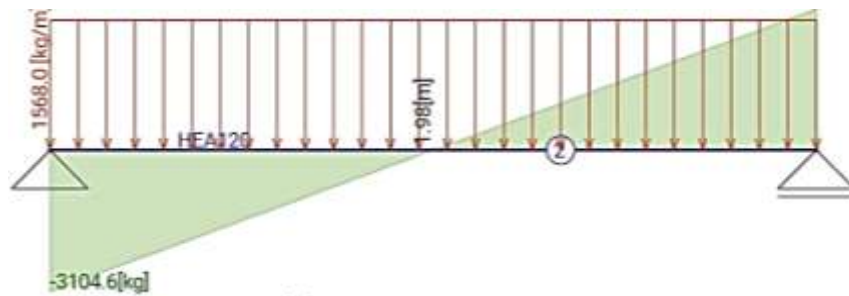
$$S = \frac{190 - 2 \cdot 3}{10 - 1} = 20.4 \text{ cm}; \text{ adoptamos } 20 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{190 - 6}{20} + 1 = 11$$

**Adoptamos: 11Ø8 mm c/20 cm**

- **Verificación a cortante**





Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} \cdot 190 \cdot 17$$

$$V_{cu} = 20\,849.77 \text{ kgf}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$3\,104.6 \leq 20\,849.77 \text{ kgf (Cumple)}$$

La rampa no requiere armadura de corte dado que el hormigón resiste el esfuerzo por sí solo.

#### - Armadura de contracción y temperatura

Tomamos la armadura mínima para contra restar tales efectos

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Para una longitud de rampa 4.04 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 4.04 = 10.30 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$si: \varnothing 8 \quad N^{\circ} b = \frac{A_s}{A_{\varnothing}} = \frac{10.30}{0.503} = 21$$

Espaciamiento entre armaduras:

$$S = \frac{L_{rampa}}{N^{\circ}b}$$

$$S = \frac{404}{21} = 20cm$$

**Adoptamos: 21Ø8 mm c/20 cm**

## CÁLCULO RAMPA 2

$$M_d = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1568 \cdot 6.4^2}{8} = 8028.16 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$$

$$V_d = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1568 \cdot 6.4}{2} = 5017.6 \text{ kgf}$$

### - Armadura longitudinal inferior:

- $M_d = 8028.16 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
- $r = 3 \text{ cm}$
- $L_h = 6.40 \text{ m}$
- $L_{rampa} = 6.45 \text{ m}$
- $\text{Ámbito} = 1.54 \text{ m}$

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

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

$$d = hf - r = 20 - 3 = 17 \text{ cm.}$$

Determinación del momento reducido de cálculo:

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

$$\mu_d = \frac{8028.16 \cdot 100}{100 \cdot 17^2 \cdot 166.67} = 0.167$$

De la tabla universal para flexión simple, se obtiene:

$$\omega = 0.189$$

Entonces el área de la armadura será:

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

$$A_s = 0.189 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 12.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos:

$$A_{nec} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.54 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 12.32 \cdot 1.54$$

$$A_{nec} = \mathbf{18.97 \text{ cm}^2}$$

Número de barras de acero:

$$\text{si: } \emptyset 16 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{18.97}{2.01} = 10$$

Espaciamiento entre armaduras:

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{154 - 2 \cdot 3}{10 - 1} = 16.44 \text{ cm}; \text{ Adoptamos } 15 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{154 - 6}{15} + 1 = 11$$

**Adoptamos: 11Ø16 mm c/15cm**

- **Armadura longitudinal superior**

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Para un ámbito de 1.54 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 1.54$$

$$A_{nec} = 3.93 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{3.93}{0.503} = 7.8 = 8$$

Espaciamiento entre armaduras:

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{154 - 2 \cdot 3}{8 - 1} = 21.14 \text{ cm} \text{ Adoptamos } 20 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{154 - 6}{20} + 1 = 9$$

**Adoptamos: 9Ø8 mm c/20 cm**

- **Verificación a cortante**

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} \cdot 154 \cdot 17$$

$$V_{cu} = 16\,899.27 \text{ kgf}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$5017.60 \leq 16\,899.27 \text{ kgf (Cumple)}$$

La rampa no requiere armadura de corte dado que el hormigón resiste el esfuerzo por sí solo.

- **Armadura de contracción y temperatura**

Tomamos la armadura mínima para contra restar tales efectos

$$A_s \text{ min} = w_s \text{ min} \cdot b \cdot d$$

$$A_s \text{ min} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_s \text{ min} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el máximo valor de área de acero:

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/m$$

Para una longitud de rampa 6.45m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 6.45 = 16.45 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{16.45}{0.503} = 33$$

Espaciamiento entre armaduras:

$$S = \frac{645}{33} = 20 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 33Ø8 mm c/20 cm**

### CÁLCULO RAMPA 3

$$M_d = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1568 \cdot 2.6^2}{8} = 1325 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$$

- **Armadura longitudinal inferior:**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0275$$

De la tabla universal para flexión simple, se obtiene:

$$\omega = 0.031$$

Entonces el área de la armadura será:

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

$$A_s = 2.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos:

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.54 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 1.54$$

$$A_{nec} = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2}$$

Número de barras de acero:

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ} b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{3.93}{0.503} = 8$$

Espaciamiento entre armaduras:

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{154 - 2 \cdot 3}{8 - 1} = 21 \text{ cm}; \text{ adoptamos } 20 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{154 - 6}{20} + 1 = 9$$

**Adoptamos: 9Ø8 mm c/20cm**

- **Armadura longitudinal superior**

$$A_s \text{ min} = w_s \text{ min} \cdot b \cdot d$$

$$A_s \text{ min} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.54 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 1.54$$

$$A_{nec} = 3.93 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$\text{si: } \varnothing 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\varnothing}} = \frac{3.93}{0.503} = 8$$

Espaciamiento entre armaduras:

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{154 - 2 \cdot 3}{8 - 1} = 20.14 \text{ cm}; \text{ Adoptamos } 20 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{154 - 6}{20} + 1 = 9$$

**Adoptamos: 9Ø8 mm c/20 cm**

- **Armadura de contracción y temperatura**

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para una longitud de rampa de 2.62 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 2.62 = 6.63 \text{ cm}^2$$

Número de barras de acero:

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ} b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{6.63}{0.503} = 14$$

Espaciamiento entre armaduras:

$$S = \frac{L_{rampa}}{N^{\circ} b}$$

$$S = \frac{260}{14} = 18.57 \text{ cm}; \text{ Adoptamos } 17.5 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 14Ø8 mm c/17.5 cm**

#### **CÁLCULO RAMPA 4**

$$M_d = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1568 \cdot 2.6^2}{8} = 1325 \text{ kgf} \cdot \text{m}/\text{m}$$

- **Armadura longitudinal inferior:**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0275$$

$$w = 0.031$$

Entonces el área de la armadura será:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero



$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.60 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 1.60$$

$$A_{nec} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{4.08}{0.503} = 9$$

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{160 - 2 \cdot 3}{9 - 1} = 19.25 \text{ cm}; \text{ Adoptamos } 17.5 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{160 - 6}{17.5} + 1 = 10$$

**Adoptamos: 10Ø8 mm c/17.5cm**

- **Armadura longitudinal superior**

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.60 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 1.60$$

$$A_{nec} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{4.08}{0.503} = 9$$

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{160 - 2 \cdot 3}{9 - 1} = 19.25 \text{ cm} \text{ adoptamos } 17.50 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{160 - 6}{17.5} + 1 = 10$$

**Adoptamos: 10Ø8 mm c/17.5 cm**

- **Armadura de contracción y temperatura**

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para una longitud de rampa de 2.62 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 2.62 = 6.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \varnothing 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\varnothing}} = \frac{6.68}{0.503} = 14$$

$$S = \frac{L_{rampa}}{N^{\circ}b}$$

$$S = \frac{262}{14} = 18.71 \text{ cm; adoptamos } 17.5 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 14 Ø8 mm c/17.5 cm**

## CÁLCULO RAMPA 5

$$M_d = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1568 \cdot 6.36^2}{8} = 7928.12 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$$

- **Armadura longitudinal inferior:**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.165$$

$$\omega = 0.186$$

Entonces el área de la armadura será:

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

$$A_s = 0.186 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 12.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Adoptamos:

$$A_{nec} = 12.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.60 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 12.12 \cdot 1.60$$

$$A_{nec} = 19.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \emptyset 16 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{19.33}{2.01} = 10$$

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{160 - 2 \cdot 3}{9} = 17.11 = 15 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{160 - 6}{15} + 1 = 12$$

**Adoptamos: 12Ø16 mm c/15cm**

- **Armadura longitudinal superior**

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.60 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 1.6$$

$$A_{nec} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{4.08}{0.503} = 9$$

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{160 - 2 \cdot 3}{9 - 1} = 19.25 \text{ cm} \quad \text{Adoptamos } 17.5 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{160 - 6}{15} + 1 = 10$$

**Adoptamos: 10Ø8 mm c/17.5 cm**

- **Armadura de contracción y temperatura**

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para una longitud de rampa de 6.42 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 6.42 = 16.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{19.21}{0.503} = 33$$

$$S = \frac{L_{rampa}}{N^{\circ}b}$$

$$S = \frac{642}{33} = 20 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 33 Ø8 mm c/20 cm**

**CÁLCULO RAMPA 6**

$$M_d = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1568 \cdot 6.40^2}{8} = 8028.16 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$$

- **Armadura longitudinal inferior:**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.167$$

$$\omega = 0.189$$

Entonces el área de la armadura será:

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

$$A_s = 0.189 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Adoptamos:

$$\mathbf{A_{nec} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Para un ámbito de 1.60 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 12.32 \cdot 1.60$$

$$\mathbf{A_{nec} = 19.71 \text{ cm}^2}$$

$$\text{si: } \emptyset 16 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{19.71}{2.01} = 10$$

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{160 - 2 \cdot 3}{9} = 17.11 = 15 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}b \text{ total} = \frac{160 - 6}{15} + 1 = 12$$

**Adoptamos: 12Ø16 mm c/15cm**

- **Armadura longitudinal superior**

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{nec} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para un ámbito de 1.60 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 1.60$$

$$A_{nec} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{si: } \varnothing 8 \quad N^{\circ}b = \frac{A_s}{A_{\varnothing}} = \frac{4.08}{0.503} = 8.11 = 9 \text{ barras}$$

$$S = \frac{b - 2r}{N^{\circ}b - 1}$$

$$S = \frac{160 - 2 \cdot 3}{9 - 1} = 19.25 \text{ cm} \quad \text{Adoptamos } 17.5 \text{ cm}$$

**Adoptamos: 10Ø8 mm c/17.5 cm**

- **Armadura de contracción y temperatura**

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Para una longitud de rampa de 6.46 m el área de acero será:

$$A_{nec} = 2.55 \cdot 6.46 = 16.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si: } \emptyset 8 \quad N^{\circ} b = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{16.47}{0.503} = 33$$

$$S = \frac{646}{33} = 20\text{cm}$$

**Adoptamos: 33  $\emptyset 8$  mm c/20 cm**

### Resumen de resultados

Sí idealizamos las rampas como escaleras sin peldaños podemos introducir el elemento en el programa CYPECAD para calcularlo y hacer de manera adicional una comparación con los cálculos manuales.

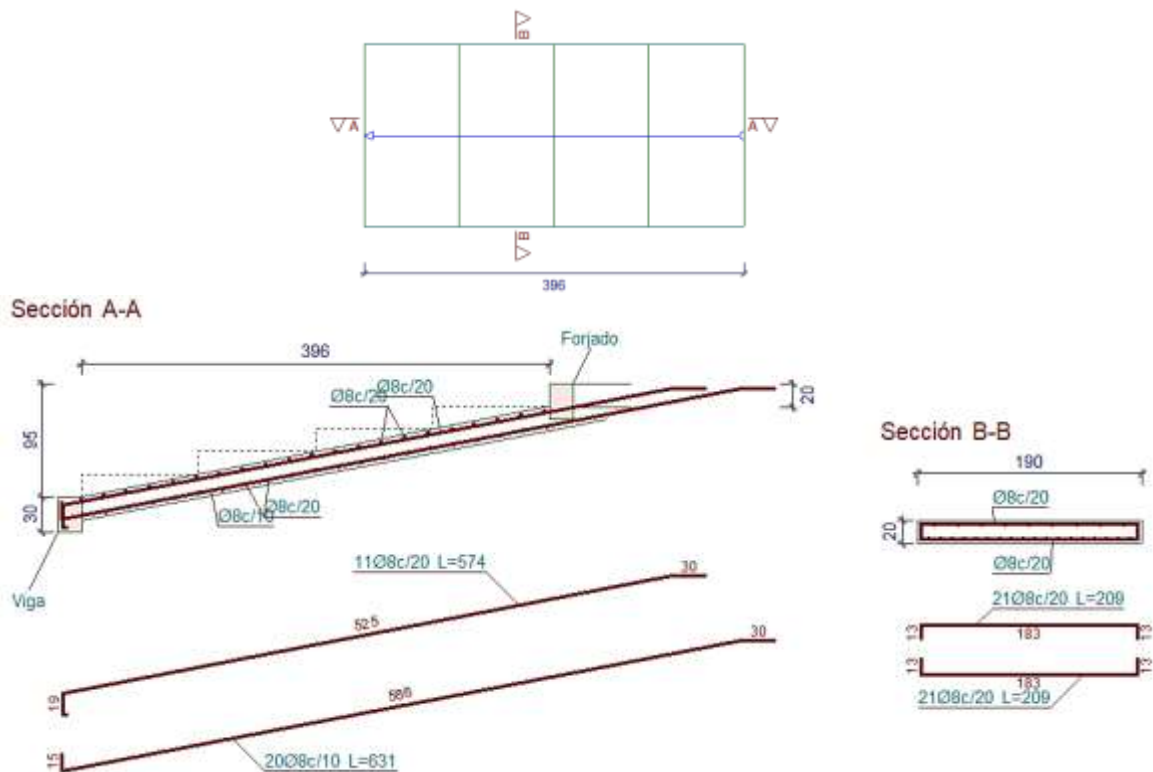


Figura 4.6 Resultados de la Rampa 1 propuesto por el programa, Fuente: CypeCad

RAMPA 1	Cálculo Manual		Cálculo CypeCad		Variación
	Disposición	As	Disposición	As	
Longitudinal inferior	20Ø8c/10	8.30 cm <sup>2</sup>	20Ø8c/10	9.16 cm <sup>2</sup>	9.39 %
Longitudinal superior	11Ø8c/20	4.85 cm <sup>2</sup>	11Ø8c/20	4.84 cm <sup>2</sup>	0.21 %
Transversal	21Ø8c/20	2.55 cm <sup>2</sup>	21Ø8c/20	2.62 cm <sup>2</sup>	2.68 %

En la siguiente tabla, se muestra el resumen de cálculo de las armaduras obtenidas por el programa CypeCAD, las obtenidas de manera manual y la variación entre ambas de las rampas restantes.

RAMPA 2	Cálculo Manual		Cálculo CypeCad		Variación
	Disposición	As	Disposición	As	
Longitudinal inferior	11Ø16c/15	18.97 cm <sup>2</sup>	9Ø20c/20	20.98 cm <sup>2</sup>	9.59 %
Longitudinal superior	9Ø8c/20	3.93 cm <sup>2</sup>	9Ø8c/20	3.92 cm <sup>2</sup>	0.26 %
Transversal	33Ø8c/20	2.55 cm <sup>2</sup>	33Ø8c/20	2.58 cm <sup>2</sup>	1.17 %
RAMPA 3	Cálculo Manual		Cálculo CypeCad		Variación
	Disposición	As	Disposición	As	
Longitudinal inferior	9Ø8c/20	3.93 cm <sup>2</sup>	9Ø8c/20	3.92 cm <sup>2</sup>	0.26 %
Longitudinal superior	9Ø8c/20	3.93 cm <sup>2</sup>	9Ø8c/20	3.92 cm <sup>2</sup>	0.26 %
Transversal	14Ø8c/17.5	2.55 cm <sup>2</sup>	14Ø8c/20	2.69 cm <sup>2</sup>	5.21 %
RAMPA 4	Cálculo Manual		Cálculo CypeCad		Variación
	Disposición	As	Disposición	As	
Longitudinal inferior	10Ø8c/17.5	4.08 cm <sup>2</sup>	9Ø8c/20	4.10 cm <sup>2</sup>	0.49 %
Longitudinal superior	10Ø8c/17.5	4.08 cm <sup>2</sup>	9Ø8c/20	4.10 cm <sup>2</sup>	0.49 %
Transversal	14Ø8c/17.5	2.55 cm <sup>2</sup>	14Ø8c/20	2.69 cm <sup>2</sup>	5.21 %
RAMPA 5	Cálculo Manual		Cálculo CypeCad		Variación
	Disposición	As	Disposición	As	
Longitudinal inferior	12Ø16c/15	19.39 cm <sup>2</sup>	9Ø20c/20	22.00 cm <sup>2</sup>	11.87 %
Longitudinal superior	10Ø8c/17.5	4.08 cm <sup>2</sup>	9Ø8c/20	4.10 cm <sup>2</sup>	0.49 %
Transversal	33Ø8c/20	2.55 cm <sup>2</sup>	33Ø8c/20	2.59 cm <sup>2</sup>	1.55 %
RAMPA 6	Cálculo Manual		Cálculo CypeCad		Variación
	Disposición	As	Disposición	As	
Longitudinal inferior	12Ø16c/15	19.71 cm <sup>2</sup>	17Ø16c/10	22.30 cm <sup>2</sup>	11.62 %
Longitudinal superior	10Ø8c/17.5	4.08 cm <sup>2</sup>	9Ø8c/20	4.10 cm <sup>2</sup>	0.49 %
Transversal	33Ø8c/20	2.55 cm <sup>2</sup>	33Ø8c/20	2.57 cm <sup>2</sup>	0.78 %



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Terminado el cálculo estructural del Centro Integral de Acogida Luz Divina, se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- Se validó con éxito el estudio topográfico (reporte fotográfico y vista satelital) y el estudio de suelos (asignando nuevamente una clasificación al suelo mediante el sistema AASHTO y SUCS con los datos proporcionados y comparando el rango de valores de esfuerzo admisible del suelo de bibliografías, el método teórico de Terzaghi y la norma ACI-IPSI 2002 con los valores proporcionados del ensayo de SPT).
- Un predimensionamiento adecuado de los elementos estructurales, reduce las iteraciones de cálculo en el proceso de diseño con el programa CYPECAD
- Se observó en la verificación de los elementos más solicitados que los resultados obtenidos con respecto al programa tienen una ligera variación de área de acero en las vigas, columnas y zapatas así también una variación media en las escaleras (esto debido a que el programa considera de gran manera aspectos constructivos). Tal como se detalla a continuación:

<b>VIGA</b>			
<b>Longitudinal</b>	<b>Cálculo Manual</b>	<b>CYPECAD</b>	<b>Variación</b>
<b>M. Positivo</b>	5.93 cm <sup>2</sup>	6.32 cm <sup>2</sup>	6.17%
<b>M. Negativo C58</b>	4.95 cm <sup>2</sup>	5.27 cm <sup>2</sup>	6.07%
<b>M. Negativo C59</b>	4.032 cm <sup>2</sup>	4.20 cm <sup>2</sup>	4%
<b>Transversal</b>	<b>Cálculo Manual</b>	<b>CYPECAD</b>	<b>Variación</b>
<b>V. (C35, C70)</b>	3.02 cm <sup>2</sup> /m	3.35 cm <sup>2</sup> /m	9.85%
<b>COLUMNA</b>			
	<b>Cálculo Manual</b>	<b>CYPECAD</b>	<b>Variación (As)</b>
<b>A. Longitudinal</b>	9.80cm <sup>2</sup>	10.05 cm <sup>2</sup>	2.49%
<b>Estribos</b>	Ø6mm c/20 cm	Ø6mm c/20 cm	0.00%
<b>ZAPATA</b>			
	<b>Cálculo Manual</b>	<b>CYPECAD</b>	<b>Variación (As)</b>
<b>Dimensiones</b>	170 x 170 x 40	170 x 170x 40	0%
<b>A. Longitudinal</b>	11.30 cm <sup>2</sup>	12.44 cm <sup>2</sup>	9.10%

ESCALERA			
	Cálculo Manual	CYPECAD	Variación (As)
<b>A. Positiva</b>	16.08 cm <sup>2</sup>	18.09 cm <sup>2</sup>	11.11%
<b>A. Negativa</b>	9.05 cm <sup>2</sup>	10.18 cm <sup>2</sup>	11.10%
<b>A. Transversal</b>	2.55 cm <sup>2</sup>	2.94 cm <sup>2</sup>	13.26%

- Se observó que las áreas de acero en las rampas tienen una variación aceptable con respecto a los resultados del programa, en el acero longitudinal inferior entre 0.26% y 11.87%; una ligera variación en el acero longitudinal superior de 0.21% a 0.49%; y una mayoración en el acero transversal que varía de 0.78% a 5.21%, estas mayoraciones son debido a que las cargas en el programa son mayores en 70 kgf/m<sup>2</sup> en la carga muerta proveniente de la idealización de rampa como escalera para la introducción de este elemento en el programa.
- Es necesario realizar siempre una verificación manual del diseño de los elementos más solicitados para garantizar la seguridad y eficiencia del diseño, ya que presentan algunas variaciones en su armado el cual puede ser de gran importancia en aspectos técnicos y económicos, así también para contar con una referencia de comparación en los resultados que entrega cualquier programa.
- Una modelación más exacta de la estructura en el programa CYPECAD depende en gran manera de la simetría, disposición y continuidad del diseño arquitectónico.
- Para lograr un diseño más exacto y evitar la mayoración excesiva de área de acero de los elementos se debe verificar y revisar de manera profunda los parámetros de cálculo que maneja el programa como ser, espaciamientos, cuantías mínimas y máximas, disposición de barras, etc.