

## CAPÍTULO I

### ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

#### 1.1 Nombre del Proyecto

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE ADMINISTRATIVO PARA EL “CENTRO CULTURAL DE URIONDO” (VALLE DE LA CONCEPCIÓN)

#### 1.2 Municipio de Uriondo

El Municipio de Uriondo cuenta con 13308 habitantes entre hombres y mujeres, la tasa de analfabetismo es del 86,06% en varones y el 65,48% en mujeres, la tasa de mortalidad infantil es del 60,72 por mil; territorialmente está constituido por 9 distritos municipales y 51 comunidades dispersas.

Si bien la comunidad del municipio se encuentra a sólo 27 Km de la Capital del Departamento y conectada a la misma por una carretera asfaltada, las condiciones de accesibilidad a sus comunidades son variadas, desde aquellas que se encuentran sobre la carretera hacia Bermejo y la Argentina, una importante cantidad a la que se puede llegar por caminos secundarios de tierra, con servicios de transporte que no tienen frecuencia diaria, y varias comunidades que se hallan en zonas de montaña con serias dificultades de acceso, más aún en época de lluvias.

El territorio abarca una extensión territorial de 807 Km<sup>2</sup> representando aproximadamente un 4.65 % del territorio departamental.

##### 1.2.1 Localización

La localización del Proyecto “Diseño Estructural del Bloque Administrativo para el Centro Cultural de Uriondo” es:

## Cuadro Nº 1.1

### Datos de Ubicación del Proyecto

<b>País</b>	Bolivia
<b>Departamento</b>	Tarija
<b>Provincia</b>	Avilés
<b>Municipio</b>	El Valle de la Concepción

#### 1.2.2 Ubicación Geográfica

Uriondo, la Primera Sección de la Provincia Avilés del Departamento de Tarija, limita al Norte y al Este con la Provincia Cercado, al Sur con la Provincia Arce y al Oeste con el Municipio de Yunchará. En la región se distinguen dos zonas: la *montañosa*, con serranías importantes como Sama, Laderas y Barrancas, y la de Valles, con ondulaciones surcadas por los ríos Camacho y Guadalquivir, unión de la cual nace el río Tarija.

#### 1.3 Vías de acceso

La accesibilidad a Uriondo se da mediante una carretera asfaltada hasta la población del Valle de la Concepción, distante a 25 Km de la ciudad de Tarija. En materia de recursos naturales, la región tiene bosques húmedos y bosques secos en sus tres zonas ecológicas: Zona aluvial, zona lacustre y pie de montaña.

#### 1.4 Economía

La actividad económica y empresarial más reconocida en esta región es la del cultivo de la vid y la producción de vinos y singanis, tanto de carácter industrial como artesanal. El Municipio también cuenta con zonas productoras de leche y sus derivados y, en menor proporción, hortalizas y legumbres.

Una significativa cantidad de familias practican una agricultura de pequeña escala.

## **1.5 Cultura**

El Encuentro del Arte y el Vino es una actividad Cultural que con el transcurso de los años ha tenido su crecimiento llevándola a ser en la actualidad una actividad Cultural Internacional.

En este encuentro se puede apreciar: Música, teatro, canto, pintura, escultura, fotografías y la danza, haciendo del Valle de la Concepción, un punto de encuentro artístico único mediante exposiciones, talleres, pintura en vivo, entre otros.

Este evento es también de vital importancia para el sector vitivinícola de la región.

El Encuentro del Arte y el Vino y la Vendimia Chapaca son actividades en las que participan artistas nacionales y extranjeros y productores locales. Durante estos dos eventos se dan a conocer lo mejor que tiene la Provincia de Uriondo respecto a su arte, cultura, gastronomía, singanis, vinos y uvas.

## **1.6 Clima**

El clima varía por ser semiárido fresco, con una temperatura media anual de 17.5°C que varía de temperaturas medias anuales entre 16°C y 20°C y precipitaciones más abundantes de 600 mm anuales.

## **1.7 División Política Administrativa**

El Municipio de Uriondo se divide en 9 Distritos, conformado por 49 comunidades que se detalla a continuación en el Cuadro 1.2

**Cuadro Nº 1.2**

**División Política Administrativa**

<b>Distrito Miscas</b>	<b>Distrito Juntas</b>	<b>Distrito Chocloca</b>	<b>Distrito Colón</b>	<b>Distrito la Compañía</b>
Miscas Caldera	Juntas	Chocloca	Colón Sud	La Compañía
Antigal	San José de Charajas	Huayco Grande	Colón Norte	Rujero
Barbascuyo	Armaos	Barrientos	Barrancas	Chorrillos
Puesto Tunal	Cabildito	Huayriguana	Guaranguay Norte	Mullicancha
	Charaja	Almendros	Guaranguay Sud	Saladillos
	Rumicancha	San Antonio Chocloca	Monte Monte	San Nicolás
			Campo de Vasco	OTB Fuente La Compañía

<b>Distrito La Choza</b>	<b>Distrito Uriondo</b>	<b>Distrito Calamuchita</b>	<b>Distrito Laderas</b>
La Choza	OTB La Cruz	Calamuchita	Laderas Centro
San Isidro	OTB La Purísima	Mutuario	Laderas Sud
Sunchu Huayco	Pampa La Villa Chica	La Angostura	Papachacra
La Ventolera	Pampa La Villa Grande	La Higuera	
Toma Tunal	Ancón Grande		
	Ancón Chico		

**1.8 Precipitaciones Pluviales**

Las lluvias mayormente son de origen orográfico siendo principalmente por la condensación de las masas húmedas provenientes del sur este, esto hace que se presenten precipitaciones altas en las zonas montañosas.

El período de lluvias es entre meses de Octubre a Marzo, este período es considerado de mucha importancia porque coincide con la época de siembra, debido a esto las familias se dedican a la siembra en este periodo, las precipitaciones mínimas suceden entre Abril a Julio.

### **1.9 Riesgos climáticos**

Las heladas, granizadas son las limitaciones más importantes para la producción, casi todos los años se presentan estas dificultades causando grandes daños al agricultor y acarrea una pérdida de la producción.

### **1.10 Erosión**

La erosión de los suelos, es el conjunto de procesos que causan variaciones en el relieve de la superficie terrestre. Estos procesos son producidos generalmente por precipitaciones altas que producen escurrimientos sobre la superficie del suelo que desgastan y transportan material granular produciendo erosión.

La Provincia Avilés presenta la siguiente tabla de grados de erosión:

**Cuadro Nº 1.3**

#### **Áreas Erosionadas en la Provincia Avilés**

<b>Grado de Erosión</b>	<b>Provincia Avilés [Km<sup>2</sup>]</b>
Sin Erosión	-
Erosión Ligera	675
Erosión Moderada	-
Erosión Fuerte	842
Erosión Muy Fuerte	655
Erosión Grave	340
Erosión Muy Grave	230

**FUENTE:** Dharma Consultores.

### **1.11 Fauna**

En la región se encuentra una gran variedad de animales silvestres de las cuales nombramos a continuación: Liebre, vizcacha, paloma, huayco, conejo, zorro, perdiz, conejo, etc. Cada una de estas especies se encuentra dependiendo de la zona más húmeda, o poca humedad y mayor vegetación.

### **1.12 Educación**

Existen 5 núcleos, 39 escuelas y 3 colegios medios. El hecho de contar con solamente 3 colegios de nivel medio limita la asistencia a los estudiantes, debido a las distancias existentes entre los establecimientos y las diferentes comunidades. El número de alumnos de todo el Municipio de Uriondo es de 3624 y el número de profesores de 174 existiendo una relación alumno-profesor de aproximadamente 20.

Con relación a la tasa de analfabetismo el Municipio de Uriondo cuenta con un alto grado de 24.5 %.

### **1.13 Salud**

La red de salud del Uriondo, se encuentra conformado por un Directorio Local de Salud, cuenta con su equipo de Gerencia completo, una red de servicios de 1er Nivel a atención de 3 Centros de Salud y 5 Puestos de Salud, los mismos que pertenecen al sector público, el establecimiento de referencia es el Centro de Salud Hospital Dr. Fanor Romero de Concepción que tiene II y III niveles de atención siendo el centro de referencia el Hospital Regional San Juan de Dios.

### **1.14 Viviendas**

De las 49 comunidades que comprende, se encuentra en su mayoría con una vivienda tradicional con materiales del lugar y contruidos por ellos mismos.

Los materiales que predominan, son paredes de piedra y barro o adobe sin revocar, techo de teja o barro de caña vista y pisos de tierra; sin embargo debemos señalar que existe un grupo de comunidades que tienen casas de material de ladrillo de buena calidad que son hasta de dos plantas.

Casi todas las familias poseen vivienda propia, por lo que no existe problema sobre la tenencia, sin embargo los propietarios no cuentan con la documentación legal en su mayoría que respalde su propiedad. También podemos señalar que las viviendas presentan características similares en toda la región en hábitos y costumbres, como las comunidades carecen de ordenamiento urbano, distribuyéndose en ambos lados del camino carretero y de manera dispersa.

### **1.15 Servicios Básicos**

Podemos decir que Concepción cuenta con un Sistema de Agua Potable, lo cual está siendo administrado parcialmente por el Comité de Agua, que realiza la supervisión, el mantenimiento del sistema y efectúa los cobros del servicio, siendo administrado por el Gobierno Municipal.

## **CAPÍTULO II**

### **OBJETO DEL PROYECTO**

#### **2.1 El problema**

A continuación se presenta el problema que se pretende solucionar:

##### **2.1.1 Antecedentes**

Una de las políticas que la Gobernación Seccional de Uriondo impulsa y prioriza, es la cultura de la región, ya que la misma se ha convertido en un motor de desarrollo para la región y comunidades aledañas.

Actualmente se gestionan proyectos de diseño y construcción de infraestructuras destinadas a satisfacer las exigencias de las diferentes áreas de desarrollo de la región. Este proyecto estará destinado a satisfacer las necesidades administrativas culturales de la región, facilitando con esta infraestructura los ambientes adecuados para un mejor manejo administrativo de la Cultura de Uriondo y de las comunidades aledañas que dependen del mismo.

Actualmente el Municipio del Valle de la Concepción carece de una infraestructura destinada al ámbito administrativo cultural para promover y gestionar de manera más organizada y eficiente las riquezas culturales de la región, siendo que la misma es privilegiada por el manifiesto cultural de una de las actividades más importantes para el Departamento de Tarija como lo es la Vendimia Chapaca que involucra el desarrollo económico, social y cultural del Municipio del Valle de la Concepción y de las comunidades dependientes.

##### **2.1.2 Planteamiento**

La Sección de Uriondo en la actualidad no cuenta con una infraestructura adecuada destinada a la administración cultural, debido a la falta de ambientes administrativos para estos fines, teniendo en cuenta que la administración cultural se desarrolla en

ambientes no apropiados con carencia de espacios administrativos dentro de los ambientes del Gobierno Municipal y Sub-Gobernación del Municipio.

Es así que se puede identificar claramente las dos variables más importantes que intervienen en el problema, y estas son:

- Carencia de Infraestructura propia destinada a la administración cultural.
- Pérdida de Intercambio social y cultural.

En función a estas variables se presenta el problema en estudio ya que las condiciones con las que cuenta el Municipio del Valle de la Concepción para el desarrollo cultural de la región no son las adecuadas, por la falta de ambientes administrativos se pueden crear situaciones que impiden una mejor gestión cultural llevando consigo las consecuencias de pérdidas de intercambio cultural y social.

### **2.1.3 Formulación**

Con la construcción de una Infraestructura destinada a la Administración Cultural del “Centro Cultural de Uriondo” se podrá solucionar el problema, influyendo en el desarrollo cultural de la región y generando un progreso más eficiente y con mejores resultados, y la población podrá beneficiarse con el mismo.

Realizando un análisis a las soluciones del problema y para lograr una mejor gestión de desarrollo cultural del Municipio del Valle de la Concepción y de las comunidades que dependen del mismo la Alternativa planteada es la adecuada.

### **2.1.4 Sistematización**

Como por alternativa se tiene el Diseño Estructural del Centro Cultural de Uriondo para lo cual es necesario hacer un análisis de las alternativas que este posee para su construcción, pudiendo utilizar una variedad de materiales de construcción y alternativas de diseño estructural para la infraestructura, como el tipo de cubierta, muro, vigas, columnas, escalera, losa, piso, contrapiso, zapatas, etc.

## **2.2 Objetivos**

### **2.2.1 General**

Realizar el Diseño Estructural del Bloque Administrativo para el Centro Cultural de Uriondo.

### **2.2.2 Específicos**

Los objetivos específicos planteados en el presente proyecto, son los siguientes:

- Elaborar el Diseño Estructural del Bloque Administrativos para Centro Cultural de Uriondo.
- Mejorar los Servicios Administrativos Culturales de la Región de Uriondo, con ambientes adecuados y servicios necesarios.
- Brindar las Condiciones de Confort y Seguridad Estructural a través del presente proyecto.
- Dibujar los planos estructurales y Detalles Estructurales necesarios para el presente proyecto.

## **2.3 Justificación**

El desarrollo cultural de Uriondo se ha convertido en una de las riquezas importantes del Departamento, por lo que debe ir acompañado de una proyección de infraestructura destinada para la administración de este desarrollo.

Actualmente el Municipio de Uriondo no cuenta con una infraestructura destinada para este fin. Por este motivo se propone la construcción de un Centro Cultural de Uriondo, que pueda satisfacer las necesidades de este sector.

### **2.3.1 Académica**

Ya que la Propuesta del Proyecto colabora y contribuye a profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante durante su carrera universitaria, permitiendo al estudiante desarrollar conocimientos de destreza y habilidades en el desarrollo de la Propuesta elaborada en CIV-501.

### **2.3.2 Técnica**

Los ambientes con los que contará el proyecto brindarán las condiciones de seguridad y confort para que las actividades realizadas dentro de la estructura no sean limitadas por deficiencias estructurales.

### **2.3.3 Social**

La población del sector se beneficiará con este proyecto, debido a que una de las actividades más importantes del mismo es La Vendimia Chapaca, logrando así mejores oportunidades de desarrollo del sector y dar a conocer al mundo la riqueza cultural con la que se cuenta, abriendo nuevos mercados en la producción vitivinícola, el arte y otros.

## **2.4 Alcance del Proyecto**

- Estudio y análisis de los requisitos dimensionales en base al marco teórico y realización del dimensionamiento de la estructura contemplando los requisitos de la Norma a utilizar.
- Estudiar el análisis de cargas, hipótesis de carga, cálculo de las fuerzas internas de los elementos estructurales mediante el apoyo de un software estructural y dimensionamiento de la estructura.
- Determinar la sección y la armadura necesaria para cada uno de los elementos estructurales.
- Elaboración de planos estructurales y detalles constructivos necesarios para el presente proyecto de Diseño Estructural.

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **3.1 Generalidades**

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para efectuar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto. Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras urbanas, si bien más segura, económica y que se adecua a las condiciones del país.

#### **3.2 Levantamiento Topográfico**

Son necesarias las curvas de nivel del Terreno y un levantamiento de detalles; para la realización de las curvas de nivel es necesaria una nivelación compuesta, es decir, primero se trazará una poligonal y se orientará bien uno de los puntos de la Poligonal (Hallar su azimut), luego a partir de esta poligonal se procederá a realizar el barrido de los puntos que tengan desnivel considerable, llevando el aparato a cada uno de los puntos de la poligonal, para la nivelación de un espacio pequeño, se tomará en cuenta desniveles de medio metro, a esto se denomina levantamiento catastral, una vez terminado el barrido, se procederá a trabajo de gabinete, que consistirá en el interpolado de los puntos barridos y trazado de líneas que unan los puntos que estén a la misma altura, a esto se denomina curva de nivel.

Para el levantamiento de detalles el procedimiento es muy similar, primero se trazará la poligonal y a partir de cada punto de la poligonal se irá barriendo puntos, esta vez sin tomar en cuenta los desniveles, sino más bien puntos característicos que nos sirvan para elaborar el plano de detalles en planta.

### **3.3 Hormigón Armado**

El hormigón armado puede adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene. Ello proporciona al técnico que lo emplea una mayor libertad para proyectar estructuras, con la contrapartida de exigir de él un proyecto más prolijo por existir más variables que definir y más aspectos que detallar. En la elección final hay que tener en cuenta la facilidad de la ejecución, tanto del encofrado como de la colocación de las armaduras. Esta característica hace que sea muy útil en construcción, ya que puede moldearse de muchas formas. Presenta una amplia variedad de texturas y colores y se utiliza para construir muchos tipos de estructuras, como autopistas, calles, puentes, túneles, presas, grandes edificios, pistas de aterrizaje, sistemas de riego y canalización, rompeolas, embarcaderos y muelles, aceras, silos o bodegas, factorías, casas, etc.

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, sobre todo de acero; este hormigón reforzado se conoce como “hormigón armado”. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas longitudinales elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

El hormigón es casi el único material de construcción que llega en bruto a la obra.

### **3.4 Características del Hormigón**

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a la compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción.

Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo de barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

El trabajo en conjunto del hormigón y el acero es gracias a la adherencia entre estos

dos materiales. La adherencia ha sido cuantificada y comprobada mediante diferentes ensayos y es ella quien permite la transmisión de los esfuerzos del acero para el hormigón y del hormigón para el acero, asegurando la igualdad de las deformaciones específicas de las barras de acero y del hormigón que las envuelve (hipótesis fundamental en el estudio del hormigón armado).

Así es que en las regiones traccionadas, donde el hormigón tiene resistencia casi nula, tiende a fisurarse y a deformarse, pero gracias a la adherencia arrastra consigo a las barras de acero haciéndolas trabajar y como consecuencia absorber los esfuerzos de tracción.

El hormigón tiene un coeficiente de dilatación térmica de:

$$0,9E - 5 / ^\circ C \leq \text{Coeficiente de dilatación térmica} \leq 1,4E - 5 / ^\circ C$$

Siendo el valor más común de  $1,0E-5/^\circ C$ ; y el acero tiene un coeficiente de dilatación térmica de  $1,2E-5/^\circ C$ .

### **3.5 Adherencia entre el Hormigón y el Acero**

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese la adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones dando lugar así a una rotura brusca.

La norma boliviana de hormigón armado (CBH-87) dice "*La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de ésta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos*".

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: La de asegurar el anclaje de las barras y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.<sup>1</sup>

### **3.6 Armaduras de Acero**

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales. Las armaduras longitudinales su principal objetivo es de absorber, los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se las coloca para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.<sup>2</sup>

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes más o menos despreciables. Su trazado puede ser longitudinal o transversal y se incluyen entre ellas las armaduras de montaje, cuyo fin es facilitar la organización de las labores de ferralla, las armaduras de piel que se disponen en los paramentos de vigas de canto importante; las armaduras por retracción y efectos térmicos que se disponen, en los forjados y en vigas en general, las armaduras de reparto que se colocan bajo cargas concentradas y, en general, cuando interesa repartir una carga; etc.

Además de su misión específica, las armaduras secundarias ayudan a impedir una fisuración excesiva y contribuyen al buen atado de los elementos estructurales, facilitando que su trabajo real responda al supuesto con el cálculo.

---

<sup>1</sup> Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 12.5

<sup>2</sup> Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya, capítulo 9.3

### 3.6.1 Barras lisas

Las barras lisas son aquellas que no cumplen las condiciones de adherencia indicadas en el Cuadro 3.2. Para su utilización como armaduras de hormigón, deberán cumplir las siguientes condiciones:

- ✎ Carga unitaria de rotura  $f_s$  comprendida entre 330 y 490 MPa.
- ✎ Límite elástico de rotura  $f_y$  igual o superior a 215 MPa.
- ✎ Alargamiento de rotura, en tanto por ciento, medido sobre base de cinco diámetros, igual o superior a 23.
- ✎ Ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple, a 180°, efectuando a una temperatura de  $23^\circ \pm 5^\circ \text{C}$ .
- ✎ Ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado, a 90°.

### 3.6.2 Barras corrugadas

Se entiende por barra corrugada aquella que cumple con los requisitos del ensayo de adherencia.

Existen dos clases de barras desde el punto de vista del proceso de fabricación.

Las barras de dureza natural están fabricadas exclusivamente por laminación en caliente, alcanzándose en esta etapa la resistencia requerida.

Las estiradas en frío, además de laminarse en caliente, se someten posteriormente a un proceso de estirado y torsión en frío, que aumenta el límite elástico y la carga de rotura, se reduce el alargamiento y que cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- Diámetros inferiores a 8 mm:

$$\tau_{bm} \geq 7 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} \geq 11.5 \text{ MPa.}$$

→ Diámetros de 8 a 32 mm, ambos inclusive:

$$\tau_{bm} \geq 8 - 0.12 \phi \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} \geq 13 - 0.20 \phi \text{ MPa.}$$

Donde:

$\phi$  = diámetro en mm.

→ Diámetros superiores a 32 mm.

$$\tau_{bm} \geq 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} \geq 7 \phi \text{ MPa.}$$

### 3.6.3 Características geométricas y mecánicas

Las barras empleadas en el hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en milímetros y pulgadas:

D (mm)	5	6	8	10	12	16	20	22	25	32
D (plg)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	11/4

Las barras deben suministrarse sin grietas, soldaduras ni mermas de sección superiores al 5%.

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: La resistencia, el límite elástico, el alargamiento de rotura y la aptitud al doblado. Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las dos últimas cuantifican sus cualidades plásticas.

- **Resistencia o carga unitaria de rotura ( $f_s$ ):** Es la máxima fuerza de tracción que soporta la barra, cuando se inicia la rotura, dividida por el área de la sección inicial de la probeta. Se denomina también, más precisamente, carga unitaria máxima a tracción.

- **Límite elástico ( $f_y$ ):** Es la máxima tensión que puede soportar la armadura sin que se produzcan deformaciones plásticas o remanentes.
- **Alargamiento de rotura:** Es el incremento de longitud de la probeta correspondiente a la rotura, expresado en tanto por ciento:

$$\frac{\Delta L}{L_o} * 100 \quad \Rightarrow \quad \Delta L = L_f - L_o$$

Donde  $L_o$  y  $L_f$  son, respectivamente, las longitudes inicial y final de la base de medida marcada sobre la probeta.

- **Ensayo de doblado:** Tiene por objeto comprobar la plasticidad del acero, necesaria para prevenir roturas frágiles.

La Norma Boliviana del Hormigón Armado establece el ensayo de doblado simple a 180°, efectuado a 20° C de temperatura, sobre un mandril cuyo diámetro varía con el tipo de acero y el diámetro de la barra.

El ensayo se considera satisfactorio si durante el mismo no han aparecido grietas o pelos en la zona curva de la barra.

**Tabla 3.1 Características mecánicas mínimas de tipos de acero**

Designación (1)	Clase de acero	Límite elástico $f_{yd}$ en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura $f_s$ , en MPa no menor que (2)	Alargamiento de rotura en % sobre base de 5 diámetros, no menor que	Relación $f_s/f_y$ en ensayo no menor que (3)
AH 400 N	D. N.	400	520	16	1.29
AH 400 F	E. F.	400	440	12	1.10
AH 500 N	D. N.	500	600	14	1.20
AH 500 F	E. F.	500	550	10	1.10
AH 600 N	D. N.	600	700	12	1.16
AH 600 F	E. F.	600	660	8	1.10

**FUENTE:** Norma Boliviana del Hormigón Armado.

### 3.6.4 Distancia entre barras

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueas o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

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

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.<sup>3</sup>

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de  $\varnothing \leq 32\text{mm}$  (una sobre otra), e incluso tres barras de  $\varnothing \leq 25\text{mm}$ . El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya una gran densidad de armaduras, para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por dicho material.

### 3.6.5 Distancia a los paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza.

---

<sup>3</sup> Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 12.5.3

El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras, tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compactación del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos unas limitaciones más o menos coincidentes con las que recomendamos a continuación:

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.<sup>4</sup>

### **Cuadro Nº3.1 Recubrimientos Mínimos**

Para lozas y paredes en el interior de los edificios	1.5 cm
Para lozas y paredes al aire libre	1.5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

**FUENTE:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros.<sup>5</sup> Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo. El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

---

<sup>4</sup> Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 13.3.1

<sup>5</sup> Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya, capítulo 9.3

### 3.6.6 Doblado de las Armaduras

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo.

En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo. Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

**Cuadro №3.2 Radios de curvatura para ganchos y estribos**

<b>Diámetro de la armadura</b>	<b>CA-25</b>	<b>CA-32</b>	<b>CA-40</b>	<b>CA-50</b>	<b>CA-60</b>
$\varnothing < 20\text{mm}$	2 $\varnothing$	2 $\varnothing$	2 $\varnothing$	2.5 $\varnothing$	3 $\varnothing$
$\varnothing \geq 20\text{mm}$	2.5 $\varnothing$	2.5 $\varnothing$	3 $\varnothing$	4 $\varnothing$	5 $\varnothing$

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

a) En el caso de estribos con  $\varnothing < 10\text{mm}$  los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.50  $\varnothing$  cualquiera que sea el acero

b) Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con  $\varnothing > 6\text{mm}$  es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Radios de curvatura de la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

**Cuadro №3.3 Radios de curvatura de la armadura principal**

<b>Acero</b>	<b>CA-25</b>	<b>CA-32</b>	<b>CA-40</b>	<b>CA-50</b>	<b>CA-60</b>
<b>Radio mínimo</b>	5 $\varnothing$	6 $\varnothing$	6 $\varnothing$	7.5 $\varnothing$	9 $\varnothing$

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

En el caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la figuración del hormigón en la región que se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de las capas:

- 2 capas de hierro doblado aumentar 50%, 3 capas de hierro doblado aumentar 100%.

### 3.6.7 Anclaje de las Armaduras

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.<sup>6</sup>

Jiménez Montoya dice: “La longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje”. Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

$$lb_1 = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

**Para aceros lisos:**

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.28 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPA)}$$

**Para aceros corrugados:**

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPA)}$$

---

<sup>6</sup> Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 9.5

**Cuando la armadura real es mayor que la necesaria:**

$$lb = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s_{calc}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s_{real}}} \quad lb \geq \begin{bmatrix} 0.30 * lb_1 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión de cálculo) podemos recalculer el tamaño del anclaje en función de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Donde:

$\phi$  = Diámetro de la armadura

$f_{yd}$  = Es la resistencia de cálculo de la armadura

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

$lb_1$  = Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón

$\tau_{bu}$  = La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones.

**Para aceros lisos**

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb / 3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

### Para aceros corrugados

$$l_{b_1} = l_b - \Delta l_b = (l_b - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} l_b / 3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho ( $135^\circ$  a  $180^\circ$ ), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla ( $90^\circ$  a  $135^\circ$ ), solo se admite para barras corrugadas.

Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

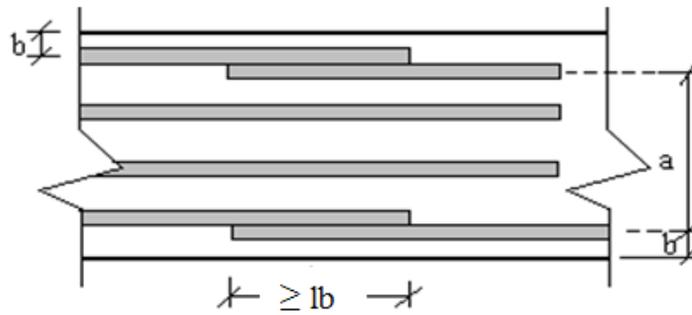
- $5\phi$  o 50mm, a continuación de un arco de círculo de  $135^\circ$  o más.
- $10\phi$  o 70mm, a continuación de un arco de círculo de  $90^\circ$ .

### 3.6.8 Empalme de las Armaduras

El acero se comercializa en barras de entre 10 y 12 m de largo, cuando tenemos una pieza estructural de un mayor tamaño, es necesario hacer un empalme para cubrir las solicitaciones determinadas en los diagramas.

Otras veces se tiene en la obra un pedazo de armadura que se lo puede reutilizar con las otras armaduras respectando los empalmes.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción, se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros quedas separados en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a  $l_b$  (según la figura 3.1.)



**FIGURA 3.1 Distancia de los centros de gravedad de los empalme por traslape o solape**

**a) Empalme por traslape o solape**

Es el tipo de empalme más común, no es aprovechado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25 mm y explícitamente prohibido utilizarlo en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente  $\Psi$  que toma en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región<sup>7</sup>.

Ecuación para determinar el empalme por traslape o solape:

$$l_v = \psi * l b_1$$

**Con ganchos para aceros lisos**

$$l_v = (\psi * l_v - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 * \phi \\ 0.50 * l b_1 \end{bmatrix}$$

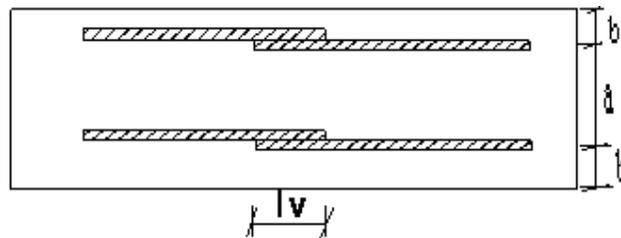
**Con ganchos para aceros corrugados**

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l b_1 \end{bmatrix}$$

<sup>7</sup> Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 9.5

Coeficiente  $\psi$  ; que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme también depende de la distancia “a”, que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas en la misma sección transversal.
- También depende la distancia “b”, es que la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza.



**FIGURA 3.2 Empalme por traslapeo**

### Cuadro N° 3.4

#### Condiciones para obtener los coeficientes $\Psi$

Distancia a	Distancia b	Porcentaje máximo de barras empalme				
		20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10 * \emptyset$	$B \leq 5 * \emptyset$	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
$a > 10 * \emptyset$	$b > 5 * \emptyset$	1.00	1.00	1.20	1.30	1.40

**FUENTE:** Hormigón Armado de Jiménez Montoya – Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87, pág. 221.

La norma también limita el porcentaje de los empalmes de las barras traccionadas en una misma sección transversal en función al tipo de sollicitación. Existen varios tipos de empalmes, pero solo nos limitamos al empalme por traslapeo porque es más

utilizado en nuestro medio. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1mm.

Este es el porcentaje máximo permitido para el empalme de las barras traccionadas en una misma sección. En el caso de que las barras estén comprimidas se considera como una sección de buena adherencia y el coeficiente  $\psi$  es igual a 1, por lo tanto el coeficiente no mayor a el largo del anclaje en zona comprimida:  $lv = lb$

Para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente. El valor mínimo que aconseja la norma Boliviana de hormigón armado para ese espesor, es de dos veces el diámetro de las barras.

### **3.6.9 Empalme por soldadura**

Siempre que la soldadura se realice de acuerdo a las normas de buena práctica y a reserva de que el tipo de acero de las barras utilizadas presente las debidas características de soldabilidad, los empalmes de esta clase podrán realizarse:

- A tope, por resistencia eléctrica, según el método que incluye en su ciclo un periodo de forja.
- A tope, al arco, achaflanando los extremos de la barras.
- A traslapo, con cordones longitudinales, si las barras son de diámetro no superior a 25 mm. No podrán disponerse empalmes por soldadura, en los tramos de fuerte curvatura del trazado de varios empalmes, soldados a tope, siempre que su número no sea superior a la quinta parte del número total de barras que constituye la armadura de esa sección.

### 3.7 Métodos de cálculo

#### 3.7.1 Acciones

Una acción es un conjunto de:

- Fuerzas concentradas y repartidas.
- Deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente.

Debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones que intervienen en una estructura pueden tener diferentes orígenes y diferentes formas de aparición (variable o constante, en tiempo o en el espacio) en esta diversidad caben diferentes clasificaciones. Las más importantes son:

**Tabla 3.2 Tipos de Acciones**

<b>Por su origen</b>	<b>Descripción</b>	<b>Ejemplos</b>
<b>Directas</b>	Se aplican sobre la estructura	
<b>Indirectas</b>	Tienen su origen en la propia estructura	Retracción, variación de temperatura, etc.

<b>Por su variación en el tiempo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Ejemplos</b>
<b>Permanentes</b>	Permanentes Permanecen en la estructura todo el tiempo de vida	Peso propio, acabados, etc.
<b>Variables</b>	Pueden estar, o no, aplicadas en la estructura	Sobrecarga de uso, sobrecarga de viento, etc.

**FUENTE:** Norma Boliviana del Hormigón Armado

### 3.7.2 Valores característicos de las acciones

Un determinado tipo de acción se considera como una “Población”. Por ejemplo, la carga de uso de un edificio de viviendas se puede considerar como una población, que en determinados momentos será pequeña, en otros momentos tendrá un valor normal y en otros un valor grande.

### 3.7.3 Sobrecarga del viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $W$  (kg/m<sup>2</sup>) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

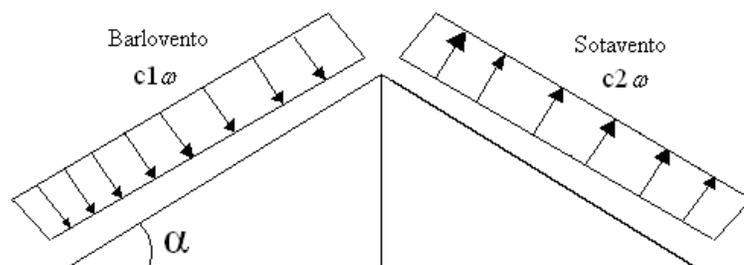
$$W = C * P$$

Donde:

C: Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión.

P: Presión dinámica del viento (kg/m<sup>2</sup>).

W: Sobrecarga unitaria del viento (kg/m<sup>2</sup>).



**FIGURA 3.3 Barlovento y Sotavento**

Los valores de los coeficientes  $c_1$  y  $c_2$  están dados en el cuadro N° 3.5.

**Cuadro №3.5**  
**Coefficientes del Barlovento y Sotavento**

<b>Angulo</b>	<b>Barlovento</b>	<b>Sotavento</b>
<b><math>\alpha</math></b>	<b>c1</b>	<b>c2</b>
90°	+ 0,8	- 0,4
80°	+ 0,8	- 0,4
70°	+ 0,8	- 0,4
60°	+ 0,8	- 0,4
50°	+ 0,6	- 0,4
40°	+ 0,4	- 0,4
30°	+ 0,2	- 0,4
20°	0	- 0,4
10°	- 0,2	- 0,4
0°	- 0,4	- 0,4
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente		

**a) Presión dinámica del viento**

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se anula, de la ecuación:

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

Donde:

V: Velocidad del viento (m/s), para el presente proyecto se tomó una velocidad de 27m/s, valor aproximado de 100 Km/h.

P: Presión dinámica del viento (kg/m<sup>2</sup>).

### 3.7.4 Estructura metálica

#### 3.7.4.1 Norma de Diseño

La Norma usada para el diseño de estructuras metálicas es AISC-2005 (LRFD)

##### 3.7.4.1.1 Hipótesis de combinaciones de cargas

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar magnitudes de las cargas vivas y muertas.

Las combinaciones usuales de cargas consideradas en el LRFD están dadas por:

**Tabla 3.3 Combinaciones de cargas según el método LRFD**

METODO LRFD	
1.	$1.4D$
2.	$1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
3.	$1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
4.	$1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
5.	$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
6.	$0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva debido a equipo y ocupación

Lr: Carga viva de techo

S: Carga de nieve

R: Carga de lluvia o hielo sin incluir el encharcamiento

W: Carga de viento

E: Carga por sismo

Las combinaciones de carga para el método LRFD antes mencionadas, incluyen cargas que en nuestra región no son aplicables, por lo tanto la combinación de cargas queda reducida a los factores y las cargas existentes en nuestro medio, de la siguiente manera:

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } R)$
3.  $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
4.  $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } R)$
5.  $1.2D \pm 1.0E + 0.5L$
6.  $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

El valor del factor de carga usado por cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas, ya que los proyectistas pueden estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las de las cargas vivas. Respecto a esto se podrá notar que las cargas que permanecen fijas durante los periodos variarán menos en magnitud que aquellas que se aplican por periodos cortos, tales como la carga de viento. La especificación LRFD presenta factores de cargas y combinaciones de carga que fueron seleccionados para usarse con las cargas mínimas recomendadas.

#### **3.7.4.2 Análisis de miembros de acero**

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

#### **3.7.4.3 Diseño de miembros en Tensión**

“El diseño de un miembro a tensión implica encontrar un miembro con áreas total y neta adecuadas. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área perdida debido a los agujeros.

Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce”.<sup>8</sup>

---

<sup>8</sup> Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.53

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez .Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto una medida más precisa la relación de esbeltez  $L/r$ , donde  $L$  es longitud del miembro y  $r$  el radio de giro mínimo de área de sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión.

Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo, esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostamiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300.”<sup>9</sup>

“Se trata sólo de un valor recomendado porque la esbeltez no tiene significación para miembros en tensión y el límite puede ser excedido cuando circunstancias especiales lo justifican.”<sup>10</sup>

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, es decir:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

---

<sup>9</sup> Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.54

<sup>10</sup> Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.54

Para miembros en tensión, esta expresión toma la forma:

$$P_u \leq \phi_t P_n \quad \text{o} \quad \phi_t P_n \geq P_u$$

Donde  $P_u$  es la suma de cargas factorizadas para prevenir fluencia:

$$P_u \leq 0.9F_y A_g \quad \text{o} \quad A_g \geq \frac{P_u}{0.9F_y}$$

Para evitar la fractura:

$$P_u \leq 0.75F_u A_e \quad \text{o} \quad A_e \geq \frac{P_u}{0.75F_u}$$

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si:

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

Donde  $r$  es el radio de giro mínimo de la sección transversal y  $L$  es la longitud del miembro.

#### **3.7.4.4 Diseño de miembros a Compresión**

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con, donde  $s$  se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida.

La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable”.<sup>11</sup>

---

<sup>11</sup> Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.86

### Requisitos del AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la forma:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Donde:

$P_u$ : Suma de las cargas factorizadas.

$P_n$ : Resistencia nominal por compresión igual a:  $A_g \cdot F_{cr}$

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo.

$\Phi_c$ : Factores de resistencia para miembros en compresión: 0.85

Parámetro de esbeltez:

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

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma:

$$\lambda_c = 1.5$$

Entonces las ecuaciones AISC para el esfuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para  $\lambda_c \leq 1.5$  [Columnas Inelásticas]

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para  $\lambda_c > 1.5$  [Columnas Elásticas]

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima  $KL/r$  de 200 para miembros en compresión. Aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico

porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas.”<sup>12</sup>

#### **3.7.4.5 Diseño de miembros sometidos a Flexión**

“Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión .Si está presente también una cantidad considerable de carga axial, al miembro se le llama viga-columna.

Aunque algo de carga axial presente en cualquier miembro estructural, en muchas situaciones prácticas este efecto es despreciable y el miembro puede tratarse como viga.”<sup>13</sup>

#### **3.7.4.6 Diseño de placas de soporte para vigas metálicas**

Las placas de soporte son elementos de transición, que son necesarios cuando los extremos o partes de la viga de acero se apoyan directamente sobre concreto y distribuyen los esfuerzos o reacción de la viga. La metodología de diseño de placas de soporte es parecida a la de placa base, su diferencia es que el diseño de estas placas se realiza a flexión en una sola dirección y se debe considerar la fluencia y el aplastamiento del alma de la viga metálica.

##### **3.7.4.6.1 Fluencia de la placa de soporte**

La Norma AISC recomienda que se considere que la placa de soporte o asiento tome el momento flexionante total producido y el que la sección crítica para el momento se considere a una distancia “k” del eje longitudinal de la viga. Cabe recalcar que la distancia k es igual al espesor del patín si es una sección armada AISC o igual al espesor del patín más el radio del filete si es una sección laminada AISC o una sección AISI.

---

<sup>12</sup> Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.97

<sup>13</sup> Ver William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD” Pág.144

### 3.7.4.7 Clasificación de Perfiles

“El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho – espesor.

Los elementos de perfilería metálica pueden pandear y dicho pandeo dependerá de varios factores como ser:

Éstos pueden resumirse como:

$\lambda$  = Razón ancho - espesor

$\lambda_p$  = Límite superior para la categoría de compactas

$\lambda_r$  = Límite superior para la categoría de no compactas

Entonces:

*Si  $\lambda \leq \lambda_p$  y el patín está conectado en forma continua al alma, la sección es compacta.*

*Si  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , la sección no es compacta.*

*Si  $\lambda > \lambda_r$ , la sección es esbelta.*

La categoría se basa en la peor razón ancho – espesor de la sección transversal. Por ejemplo, si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se clasifica como no compacta.

**Cuadro Nº 3.6**

**Parámetros Ancho – Espesor**

Sección	elemento	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
I y H	patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$
Canales	patín	$\frac{b_f}{t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
	Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

FUENTE: William T. Segui “Diseño de estructura de acero con LRFD”

- **Resistencia por flexión de perfiles compactos.**

Una viga puede fallar al alcanzarse el momento  $M_p$  y volverse totalmente plástica o puede fallar por:

1. Pandeo Lateral – Torsional (PLT), elástica o inelásticamente.
2. Pandeo Local del Patín,(PLP), elástica o inelásticamente, o
3. Pandeo Local del Alma,(PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica, caso contrario se llama inelástica.

**3.7.5 Sobrecarga permanente y accidental**

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la

misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

**Cuadro N° 3.7**

**Cargas permanentes**

<b>Materiales</b>		<b>Peso específico KN/m<sup>3</sup></b>
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial	0.50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.50
	Hormigón simple	23
	Hormigón armado	25
Diversos	Alquitrán	12
	Vidrio plano	26

**FUENTE:** Norma Boliviana del Hormigón Armado.

**Cuadro N° 3.8**

**Cargas accidentales**

<b>Lugar</b>		<b>Carga</b>
Voladizo, balcones	Vertical en su borde	2 KN/m
	Horizontal en el pasamanos	0.80 KN/m
Edificaciones residenciales	Dormitorios, salas, cocinas	1.5 – 2 KN/m <sup>2</sup>
Escaleras	Con acceso al público	3 KN/m <sup>2</sup>
	Sin acceso al público	2.50 KN/m <sup>2</sup>
Colegios	Sala de clases	3 KN/m <sup>2</sup>
	Otras salas	2 KN/m <sup>2</sup>
Hospitales		2 - 3.KN/m <sup>2</sup>
Terrazas	Sin acceso al público	2 KN/m <sup>2</sup>
	Con acceso al público	3 KN/m <sup>2</sup>

**FUENTE:** Norma Boliviana del Hormigón Armado.

**Tabla 3.4 Valores de Sobrecargas**

<b>USO DEL ELEMENTO</b>	<b>SOBRECARGA (Kg/m2)</b>
<b><i>A. Azoteas</i></b>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<b><i>B. Viviendas</i></b>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	*
<b><i>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</i></b>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	*
<b><i>D. Oficinas y comercios</i></b>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y	400

accesos	
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	*

<b><i>E. Edificios docentes</i></b>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
<b><i>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</i></b>	
Locales con asientos fijos	300
Locales son asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	*

FUENTE: Hormigón armado de Montoya-Mesenguer-Morán. Pág. 684.

### 3.7.6 Estados Límites Últimos

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella: y por otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en

estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en:

1° Obtención del efecto  $S_d$ , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2° Adquisición de la respuesta  $R_d$ , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

3° El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

$S_d$ = Valor de cálculo de la sollicitación actuante

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

### 3.7.7 Coeficiente de ponderación de las acciones

**Cuadro Nº 3.9**

**Estados Límites Últimos**

**Coeficientes de ponderación de las acciones**

<b>Coeficiente básico</b>	<b>Nivel de Control y daños previsibles</b>		<b>Corrección</b>
$\gamma_1 = 1.6$	Nivel de Control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

**FUENTE:** Norma boliviana del hormigón armado Pág.59

El valor final de  $\gamma_1$ , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.

Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Se podrá reducir el valor final de  $\gamma_1$  en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.

### 3.7.8 Coeficiente de minoración de resistencia de los materiales

**Cuadro Nº 3.10**

**Estados Límites Últimos**

**Coefficientes de Minoración de la resistencia de los materiales**

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
ACERO	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

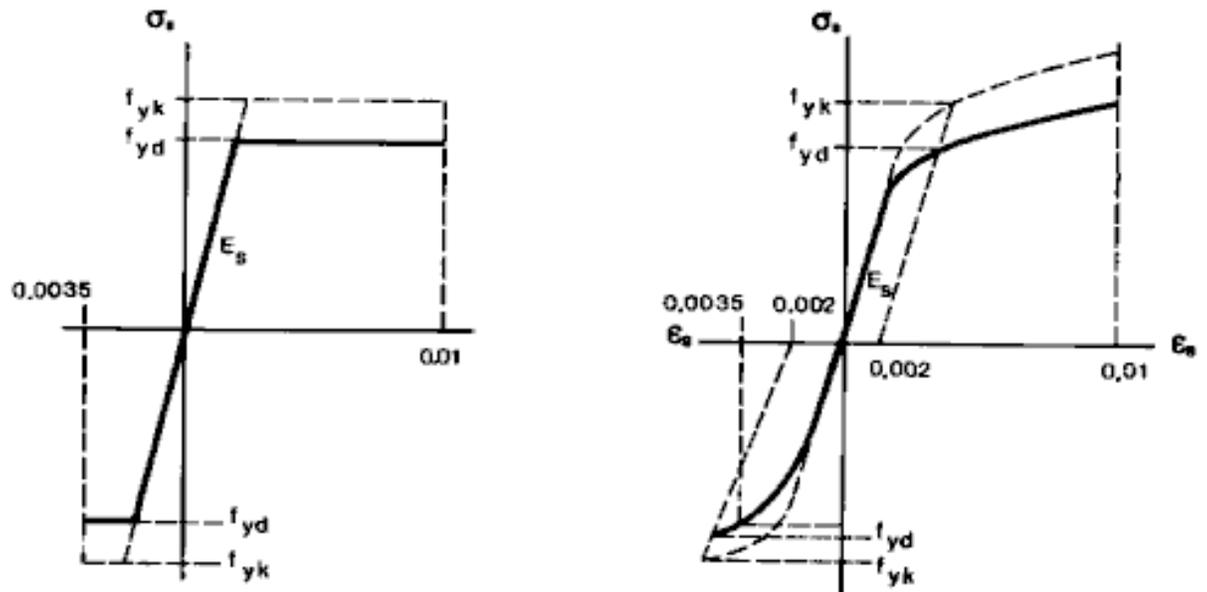
FUENTE: Norma Boliviana del hormigón armado Pág. 59

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

- Coeficientes 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  $\gamma_{ig} = 1.60$

### 3.8 Diagramas de Cálculo Tensión – Deformación

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón  $1/\gamma_s$ .



FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).

FIGURA 3.4: Diagramas de Cálculo Tensión Deformación del Acero

### 3.9 Módulo de Deformación Longitudinal del Hormigón Armado

Para todas las armaduras tratadas en la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), como módulo de deformación longitudinal, se tomara:

$$E_C = 210000 \text{ MPa}$$

### 3.10 Hipótesis de carga

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de cargas enunciadas a continuación.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma:

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican, y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones

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

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

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

Hipótesis III:  $0.8(\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q_{ea}) + F_{ea} + W_{ea}$

En estas expresiones:

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

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

$Q_{ea}$  = 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.

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

En situación topográfica muy expuesta al viento, se adoptará:  $W_{ea} = 0.25W$

$F_{ea}$  = Valor característico de la acción sísmica.

Cuando existan diversas acciones Q de diversos orígenes y de actuación conjunta compatible siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores, el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante, y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña, y 0.8 del característico para las restantes.

Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando, de acuerdo por el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las

que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación, podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación ( $\gamma_{ig} = 1.60$ ) para los estados límites últimos recomendándose no bajar de  $\gamma_1 = 1.25$ .

### **3.11 Determinación de Esfuerzos**

Los esfuerzos se calcularán usando un paquete estructural CypeCad el cual nos proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores, en cual se realizarán las correcciones en caso de existir.

### **3.12 Elementos Estructurales**

En éste apartado se detallará el proceso de cálculo de todos los elementos estructurales del edificio en estudio, se utilizará el método de los estados límites últimos.

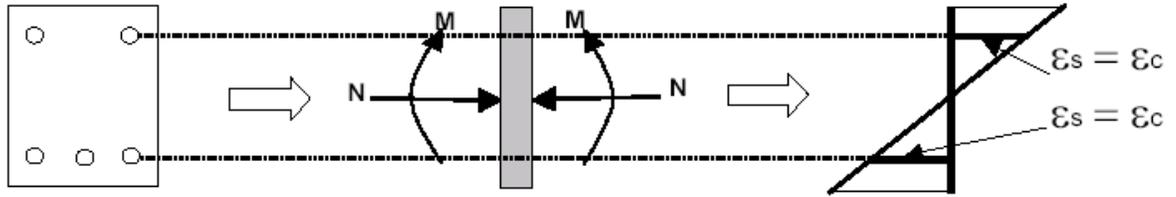
Las acciones principales para dimensionar una sección de hormigón son las de flexión y cortante. En los casos que sean necesarios habrá que tener en cuenta también el punzonamiento y la torsión.

#### **3.12.1 Hipótesis**

Las hipótesis necesarias para calcular una sección sometida a tensiones normales provocadas por un esfuerzo de flexión y axial son:

- ⊗ Evidentemente la sección debe estar en equilibrio, es decir, las tensiones provocadas por los esfuerzos deben equilibrar dichos esfuerzos.
- ⊗ La rebanada que tiene ambas caras planas antes del esfuerzo, después del esfuerzo las sigue conservando planas.

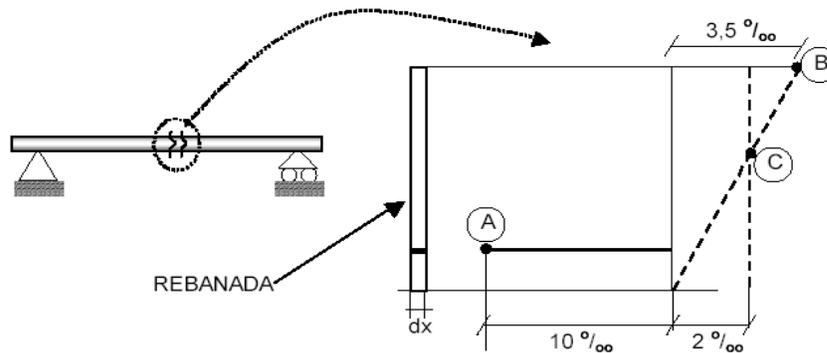
- ⊗ Existe adherencia perfecta entre el acero y el hormigón. Esto quiere decir que la deformación del acero es idéntica a la del hormigón adyacente.



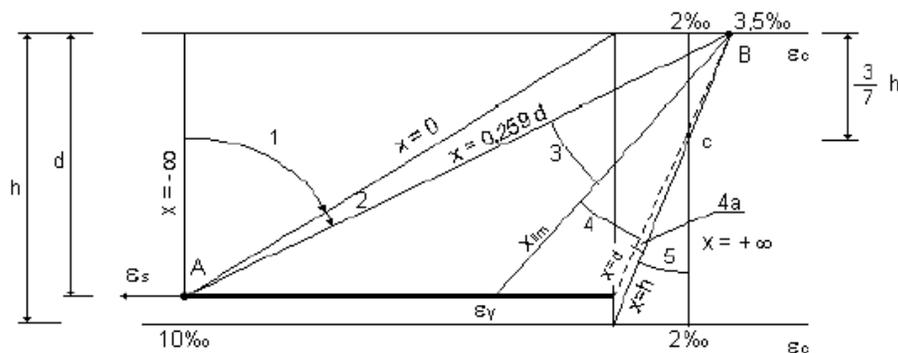
**FIGURA 3.5 Diagrama de equilibrio**

Es conveniente recordar que:

Los materiales elásticos puros (lineales, no plásticos) alcanzan su rotura cuando alcanzan su máxima tensión, es decir, se puede asegurar que su rotura se produce cuando su tensión ( $s$ ) se hace igual a su resistencia ( $f$ ). En cambio, un material plástico puede tener una tensión igual a su resistencia y no haber roto.



Así, los planos de rotura serán todos aquellos que pasen por un pivote.



**Dominio 1:** Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por 1000.

**Dominio 2:** Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A.

**Dominio 3:** Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón  $\epsilon_{cu} = 3,5$  por 1000. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por 1000 y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$ , el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

**Dominio 4:** Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$ , y 0.

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

**Dominio 5:** Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión,  $\epsilon_{cu} = 2$  por 1000.

### **3.12.2 Vigas de Hormigón Armado**

#### **3.12.2.1 Definición**

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

### 3.12.2.2 Criterios de Diseño

#### 3.12.2.2.1 Flexión Simple

De todos los planos posibles que agotan una sección, sólo algunos de ellos pueden ser de flexión simple. Concretamente aquellos que tengan una parte de la sección en tracción y otra parte en compresión.

Visto de otra forma, pueden ser planos de flexión simple todos aquellos cuya fibra neutra esté dentro de la sección.

#### 3.12.2.2.2 Diseño a Flexión Simple

Para dimensionar una sección a flexión simple se debe buscar el plano de agotamiento, que se conocerá si se conoce la posición de la fibra neutra,  $d$ .

La otra incógnita del problema es la cantidad de armadura de tracción,  $A_s$ .

Las dos incógnitas ( $d$ ,  $A_s$ ) se obtienen mediante la utilización de las ecuaciones que nos proporciona la Norma Boliviana del Hormigón Armado.

#### 3.12.2.2.3 Proceso de Cálculo

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$  que se obtiene del cuadro N° 3.9.

$$M_d = M * \gamma_s$$

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

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

Donde:

$b_w$  = Ancho de la viga.

$d$  = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamada canto útil).

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

Se calcula el valor  $\mu_{lim}$  se obtiene del cuadro Nº 3.11

*si  $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$  no necesita armadura a compresión*

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

1).- Con el valor del momento reducido se entra al cuadro Nº 3.13 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

2).- Cálculo de la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

Donde:

$w$  = Cuantía mecánica de la armadura.

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

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

3).- Cálculo de la armadura mínima y el valor de  $\mu$  se obtiene del cuadro Nº 3.12.

$$A_{min} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares.

4).- Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

si  $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$  Necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$\int' = r / d$$

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

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

Donde:

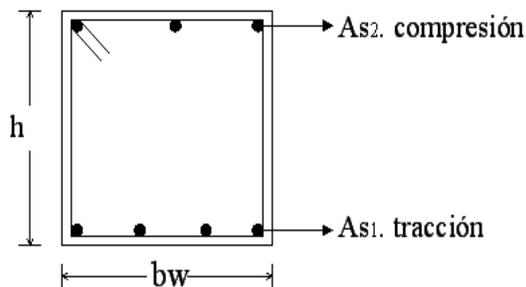
$w_{lim}$  = Este valor se obtiene del cuadro Nº 3.11.

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

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

$\int'$  = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

$r$  = Recubrimiento geométrico.



**FIGURA 3.6 Viga de hormigón armado**

2).- Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

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

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

Donde:

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

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

3).- Calcular la armadura mínima, y el valor de  $\mu$  se obtiene del cuadro N° 3.12.

$$A_{\min} = \mu * b_w * d$$

4).- Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

**Cuadro N° 3.11**

**Valores límites del Acero**

<b>fy(Kp/cm<sup>2</sup>)</b>	2200	<b>2400</b>	4000	<b>4200</b>	4600	<b>5000</b>
<b>fyd(Kp/cm<sup>2</sup>)</b>	1910	2090	3480	3650	4000	4350
<b>ξ lim</b>	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
<b>μ lim</b>	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
<b>ω lim</b>	0.546	0.536	0.467	0.460	0.446	0.432

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

**Cuadro N° 3.12**

**Cuantías geométricas mínimas**

<b>ELEMENTO ESTRUCTURAL</b>		<b>AE-22</b>	<b>AE-42</b>	<b>AE-50</b>	<b>AE-60</b>
<b>Soportes</b>	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
<b>Vigas</b>	Armadura en tracción	0.005	<b>0.0033</b>	0.0028	0.0023
<b>Losas</b>	En cada dirección	0.002	<b>0.0018</b>	0.0015	0.0014
<b>Muros</b>	Armadura horizontal total	0.0025	0.0020	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armadura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

**Cuadro № 3.13 Tabla universal para flexión simple o compuesta**

$\xi$	$\mu$	$\omega$	$(\omega/f_{yd}) \times 10^3$	
0.0891	0.03	0.0310		<b>D O M I N I O</b>
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.1590	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		<b>D O M I N I O</b>
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133	0.0994	<b>D O M I N I O</b>
0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	
0.6305	0.32	0.4338	0.1114	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1212	
0.6618	0.33	0.4554	0.1259	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1343	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1484	
0.6952	0.34	0.4783	0.1860	
0.7310	0.35	0.5030	0.2408	
0.7697	0.36	0.5296	0.2568	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2854	
0.7935	0.3658	0.5460	0.3280	
0.8119	0.37		0.4931	
0.8597	0.38		0.9251	
0.9152	0.39		5.9911	
0.9848	0.40			

### 3.12.2.2.4 Diseño a Esfuerzo Cortante

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que tendrá que ser tratada en un estado tridimensional, influye no solo la forma de la sección, la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigón: el tipo y la situación de las cargas y de los apoyos, etc.

Jiménez Montoya dice “*en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales*”.

$$\tau = \frac{V * m}{b * I}$$

Donde:

$\tau$  = Esfuerzo cortante

$V$  = Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento.

$m$  = Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

$b$  = Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

$I$  = Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

#### a) Cálculo de la armadura transversal

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

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2)$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

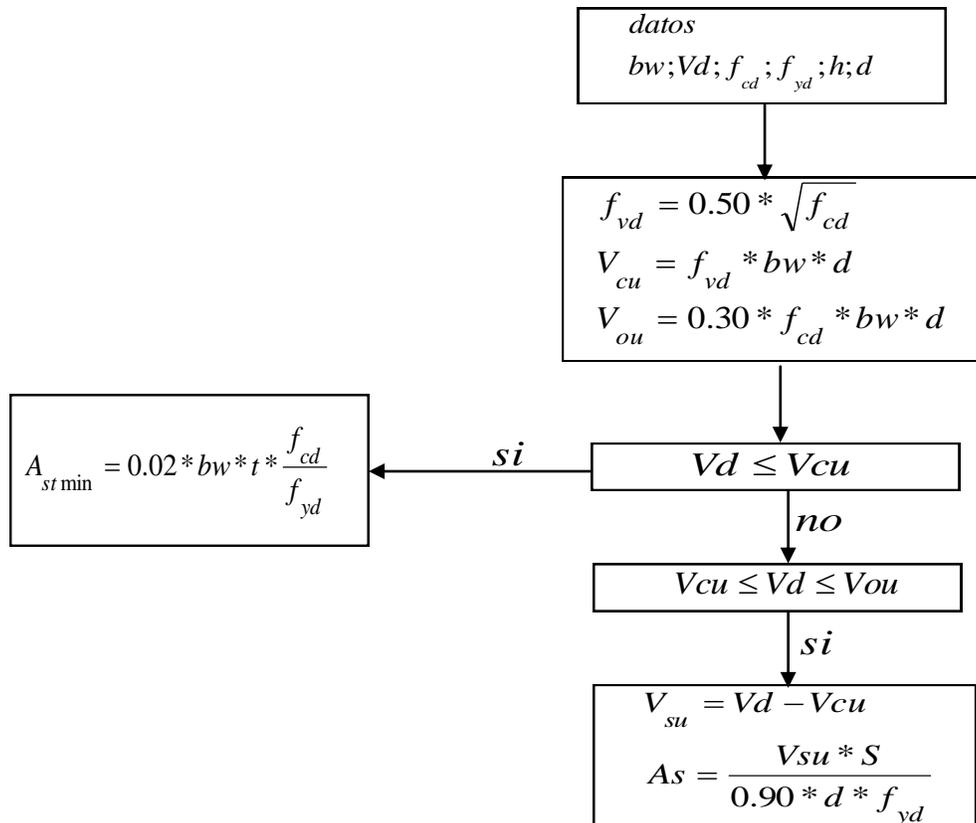
$$V_d > V_{cu}$$

$$V_d = V_{cu} + V_{su} \quad \rightarrow \quad V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza que multiplica a t.

$$A_{st \min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma aconseja que la máxima resistencia característica del acero sea de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. A continuación se muestra un esquema secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



### 3.12.2.2.5 Diseño a Torsión

Una pieza trabaja a torsión pura cuando está sometida, como solicitación única, a un momento torsor  $T$ , esto es, a un momento cuyo eje es paralelo a la directriz de la pieza, pero ésta solicitación es muy poco frecuente.

Una pieza trabaja a flexión con torsión cuando las cargas como las reacciones de apoyo no pasan por el eje de esfuerzos cortantes. Este eje es una línea que une los centros de esfuerzos cortantes de las distintas secciones de la pieza.

El comportamiento a torsión de una pieza prismática depende: De la forma de su sección, de la disposición de las armaduras y de la resistencia de los materiales. Además influye las otras componentes de solicitación,  $N$ ,  $M$ ,  $V$ , que simultáneamente actúen.

#### a) Comprobaciones

El estado límite de agotamiento por torsión puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la resistencia a tracción de las armaduras dispuestas. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumpla a la vez las siguientes condiciones:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

$$T_d \leq T_{u3}$$

Donde:

$T_d$  = Momento torsor de cálculo de la sección.

$T_{u1}$  = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

$T_{u2}$  = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura transversal.

$T_{u3}$  = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura longitudinal.

Las armaduras de torsión se suponen constituidas por una armadura transversal formada por estribos cerrados en planos normales a la directriz de la pieza.

La armadura longitudinal estará constituida por barras paralelas a la directriz de la pieza distribuidas uniformemente con separaciones no superiores a 30 cm con el contorno exterior de la sección hueca eficaz.

### I) Comprobaciones relativas al hormigón

Toda pieza maciza de sección convexa, cuyos ángulos sean superiores a 60°, se podrá asimilar para el cálculo, a una sección hueca equivalente, de paredes delgadas, llamada sección eficaz, definida por:

- El contorno poligonal medio  $U_e$ , constituido por líneas paralelas, el perímetro exterior de la sección, cuyos vértices son los centros de las armaduras longitudinales, y que define la línea media de las paredes.
- El espesor eficaz  $h_e$ , de las paredes, que viene dado por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{d_e}{6}$$

Siendo  $d_e$  el diámetro efectivo del mayor círculo que se pueda inscribir en el contorno  $h_e$ .

Cuando el momento torsor que puede resistir el hormigón comprimido es mayor o igual que el momento torsor de cálculo en la sección, no se requiere calcular armadura para que resista dicha sollicitación y para comprobar se utilizará la siguiente ecuación:

$$Td \leq T_{ul}$$
$$T_{ul} = 0.36 * f_{cd} * A_e * h_e; \quad f_{cd} \leq 25MPa$$

Donde:

$A_e$  = Área envuelta por el contorno medio  $U_e$ , de la sección hueca eficaz.

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

$T_{ul}$  = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

## II) Comprobaciones relativas a las armaduras

La condición por agotamiento, por tracción, de la armadura transversal, es:

$$Td \leq T_{u2} = \frac{2 * A_e * A_t * f_{td}}{s}$$

Donde:

$T_{u2}$  = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura transversal

$A_e$  = Área envuelta por el contorno medio  $U_e$ , de la sección hueca eficaz.

$A_t$  = Área de la sección de una de las barras de los estribos, o de la malla, que constituye la armadura transversal.

$s$  = Separación entre los estribos o entre barras de la malla.

$f_{td}$  = Resistencia de cálculo del acero de las armaduras transversales ( $\leq 420$  MPa).

La condición de agotamiento por tracción, de la armadura longitudinal es:

$$Td \leq T_{u3} = \frac{2 * A_e * A_{s1} * f_{yd}}{U_e}$$

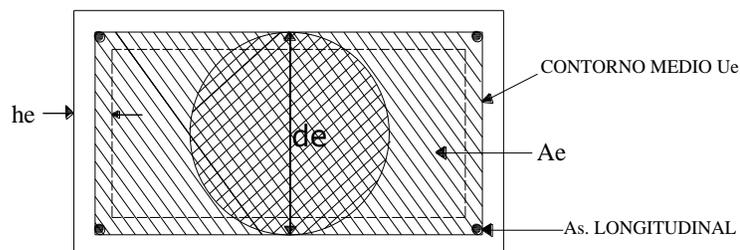
Donde:

$T_{u3}$  = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura longitudinal.

$U_e$  = Perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz.

$A_{s1}$  = Área de la sección de las armaduras longitudinales.

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



**FIGURA 3.7:** Pieza de hormigón armado

### **3.12.3 Columnas de Hormigón Armado**

#### **3.12.3.1 Definición**

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Jiménez Montoya nos dice *“La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente”*.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien 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, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

#### **3.12.3.2 Proceso de Diseño**

##### **3.12.3.2.1 Excentricidad mínima de cálculo**

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

### **3.12.3.2.2 Disposición relativa a las armaduras**

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

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

### **3.12.3.2.3 Armaduras longitudinales**

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

a) 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 pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de la mayor y que  $\frac{6}{5}$  del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

### **3.12.3.2.4 Cuantías límites**

La norma Boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas,  $A_1$  y  $A_2$ , las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d \qquad A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

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

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \qquad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Donde:

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

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

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

$N_d$  = Esfuerzo axial de cálculo.

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

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

### 3.12.3.2.5 Armadura Transversal

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

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

$$S \leq b_e$$

Siendo  $b_e$  la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal.

De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

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

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

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

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a  $12 * \phi$ .

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6 mm.

Sin embargo por recomendaciones de la Normativa se debe considerar:

$$S \leq \begin{cases} 12 \times \phi_{\min} \\ 30cm \\ b_c \end{cases}$$

Donde  $b_c$  es la dimensión de la menor cara de la columna.

#### **3.12.4 Pandeo de 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.

Jiménez Montoya nos dice “*Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma*”.

### 3.12.4.1 Longitud de Pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo sollicitaciones 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  $\ell_0$  de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla Nº 3.14 en función de la sustentación de la pieza.

**Cuadro Nº 3.14**

**Longitud de pandeo  $\ell_0 = k \cdot \ell$  de las piezas aisladas**

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

**FUENTE:** Norma Boliviana de Hormigón Armado.

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

Jiménez Montoya nos dice: “*La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte*”.

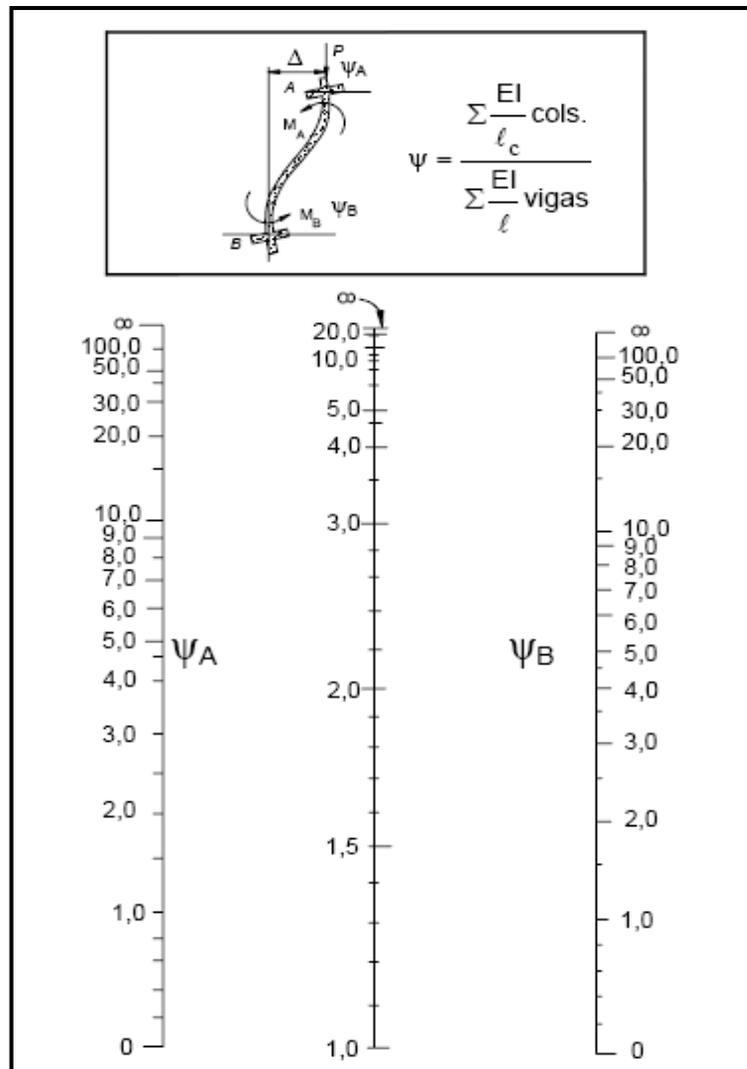
Siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

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

Longitud de pandeo  $l_o = k * l$  ( $k$  se obtiene entrando con  $\psi$ )

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

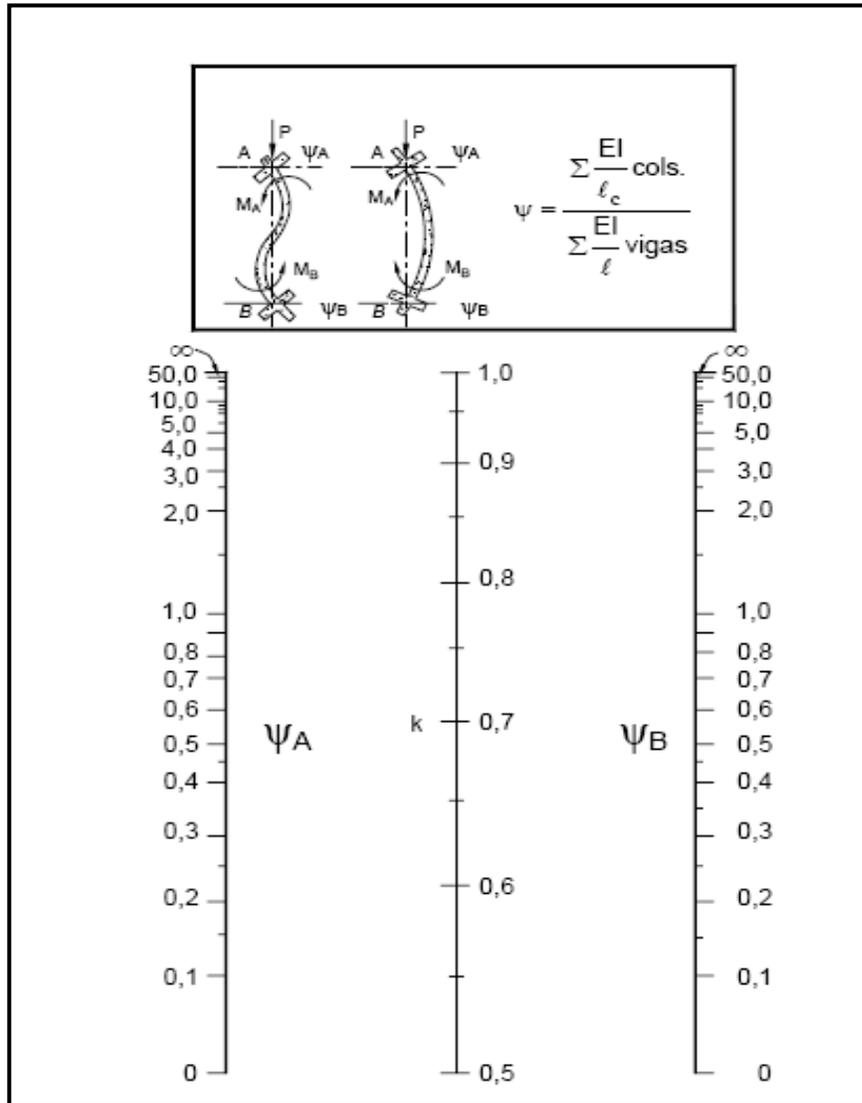
**FIGURA 3.8: Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)**



FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

**FIGURA 3.9**

**Pórticos Intraslacionales (para obtener el valor de k)**



**FUENTE:** Norma Boliviana de Hormigón Armado

#### 3.12.4.2 Esbeltez geométrica y mecánica

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

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado son los que se mencionan a continuación:

- ✘ Para esbelteces mecánicas  $\lambda < 35$  (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- ✘ Para esbelteces mecánicas  $35 \leq \lambda < 100$  (geométricas  $10 \leq \lambda_o < 29$ ), puede aplicarse el método aproximado.
- ✘ Para esbelteces mecánicas  $100 \leq \lambda < 200$  (geométricas  $29 \leq \lambda_o < 58$ ), debe aplicarse el método general. para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- ✘ No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas  $\lambda > 200$  (geométricas  $\lambda_o > 58$ ).

#### 3.12.5 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 a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

### **3.12.6 Sección Rectangular con armadura simétrica**

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

**Jiménez Montoya nos dice:** *"En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente.*

*Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras.*

*Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz".*

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

#### **a) Ábacos adimensionales en roseta**

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtendrá para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos ( $v, \mu_x, \mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón (para poder observar las rosetas, ver el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya tomo 2 o en el Anexo Nº 4).

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

#### **Proceso de cálculo:**

- a) Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

$h_x, h_y$  = Son las dimensiones de la sección del pilar.

$M_{yd}$  = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

$M_{xd}$  = Momentos flectores de cálculo en la dirección X.

$N_d$  = Esfuerzo normal de cálculo.

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

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

b) Determinar la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y$$

c) Calcular los esfuerzos reducidos.

$$\nu = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y} \quad \mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x}$$

d) Definir los valores de momento reducido.

$$\mu_1 > \mu_2$$

e) Encontrar la cuantía mecánica  $w$ .

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra a los diagramas de interacción, estos diagramas serán colocados como anexos del presente proyecto.

Si el valor de  $\nu$  no es redondo, se obtiene  $w$  por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de  $\nu$  entre los que esté situado el lado.

f) Determinar la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c$$

g) Calcular la armadura total de acero.

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * h_x * h_y * f_{cd}}{f_{yd}}$$

h) Se deberá verificar que la pieza se encuentre en buenas condiciones frente al pandeo, para poder lograr esto se deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1$$

La excentricidad total en la dirección X-X.

$$e_{x \max} = \left[ e_y + \frac{\beta * h * e_x}{b} \right] + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_x = \frac{My}{N} \quad ; \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2cm$$

$$e_{fx} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[ \frac{b + 20 * e_x}{b + 10 * e_x} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{b}$$

La excentricidad total en la dirección Y-Y.

$$e_{y \max} = \left[ \frac{b * e_y}{h} + \beta * e_x \right] + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_y = \frac{Mx}{N} \quad ; \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2cm$$

$$e_{fy} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[ \frac{h + 20 * e_y}{h + 10 * e_y} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{h} \quad (kg/cm^2)$$

Donde:

$b, h$  = Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y.

$l_o$  = Longitud de pandeo.

$e_{ay}$  = Excentricidad accidental en el plano que se analiza.

$e_f$  = Excentricidad ficticia en el plano que se analiza.

$\beta$  = Una constante cuyos valores están en función del axial reducido  $v$ .

### Cuadro Nº 3.15

#### Valores de la constante $\beta$ , para el cálculo de la excentricidad ficticia

$\nu$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	$\geq 1$
$\beta$	0.50	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado Pág. 70

### 3.12.7 Fundaciones

#### 3.12.7.1 Generalidades

La cimentación es la parte de la infraestructura, que transmite directamente al terreno las acciones recogidas por la superestructura, debiendo cumplir las misiones específicas para las cuales debe estar preparada:

I) Transmitir al terreno las cargas verticales, los momentos y empujes que pudiese arrastrar el edificio.

II) Anclar al terreno ese edificio.

La solución propuesta deberá satisfacer estas misiones de forma: Económica, segura y sin movimientos admisibles, durante y después de la ejecución del edificio. De forma: Económica, segura y sin movimientos admisibles, durante y después de la ejecución del edificio. Para su cálculo y dimensionado, se precisa conocer el peso total de la obra (enteramente acabada y con sobrecargas) y la aptitud portante del terreno elegido como firme. En todo caso deberá cumplirse que la tensión de trabajo del terreno sea menor o igual a dicha aptitud portante o tensión admisible del terreno.

La **APTITUD PORTANTE** se define por la carga unitaria ( $\text{Kg/cm}^2$ ) bajo la cual son admisibles el asiento y el coeficiente de seguridad frente a la rotura del terreno.

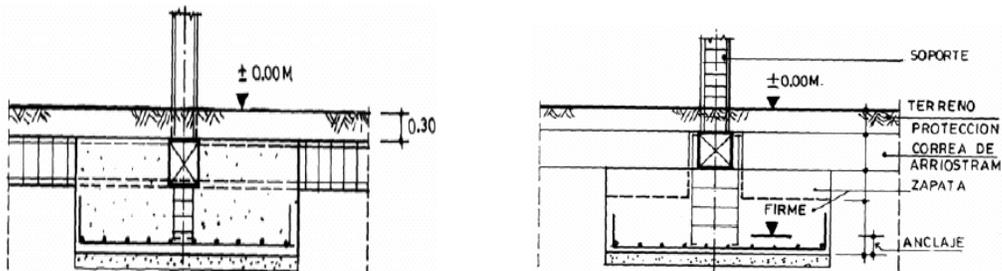


FIGURA 3.10 Detalles de zapata

Es importante tener presente que el concepto de FIRME es relativo, ya que es "La superficie del suelo capaz de soportar unas determinadas tensiones con un cierto cedimiento". Por tanto, la profundidad a que se encuentra ese firme será variable en cada caso, en función de la naturaleza del terreno y en función de la tensión y cedimiento admisibles asignados. (Fig.3.9).

### **3.12.7.2 Requisitos del Proyecto**

Toda cimentación debe de garantizar la estabilidad de la obra que soporta a lo largo de la vida útil de ésta. Las cimentaciones deben contar pues, con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento, y sus asientos deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada y con su función.

El tipo de cimentación, la profundidad y las dimensiones de la misma deben elegirse teniendo en cuenta, por una parte, la estructura que se soporta (en especial, las acciones que transmite y su capacidad de deformación) y por otra, el terreno de que se trate (en especial su resistencia y su deformabilidad).

### **3.12.7.3 Clasificación y criterio de empleo**

Las cimentaciones según sea la profundidad de la superficie admitida como firme, se pueden clasificar en dos categorías:

1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.
2. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

#### **1.a).- CIMENTACIONES SUPERFICIALES: TIPOLOGÍAS.**

Son aquellas que se apoyan en capas poco profundas del terreno que se suponen o consideran con suficiente capacidad de carga, para soportar las edificaciones y las acciones que sobre ellas se producen.

Consideramos capas poco profundas o firmes superficiales, aquellos que se encuentran a profundidades medias, hasta los – 3.00 m.

Cuando superen esas cotas, desde –4.00 a -6.00 m. deberán utilizarse, si es posible, pozos de cimentación.

Los tres tipos básicos de cimentaciones superficiales (poco profundas) aparecen clasificadas según sean soluciones de transmisión de:

1. Cargas puntuales (aisladas).
2. Cargas lineales (continuas).
3. Cargas puntuales y/o lineales asociadas (aisladas + continuas).

#### **2.a).- CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

Si el firme o rechazo se encuentra a una profundidad mayor, que hiciera inviable la realización de pozos de cimentación, se utilizará una cimentación profunda: **PILOTES** (para cargas puntuales) o **MUROS PANTALLAS** (para cargas continuas o puntuales).

Históricamente la ejecución de pilotes se ha resuelto mediante la hincada de troncos de árboles. En la actualidad son generalmente columnas rígidas de acero u hormigón armado, perforados o hincados verticalmente, con sollicitaciones a compresión.

#### **3.12.7.4 Acciones en las Cimentaciones**

Será a partir de la clasificación primaria formal, cuando se expondrán las diferenciaciones, implicaciones mecánicas y funcionales que cada uno de los tipos comporta. Posponiéndose el proceso del cálculo específico, por constituir materia común y compartida de los temarios de “Estructuras” y “Mecánica de Suelos”.

Entre las acciones que deben considerarse en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axiales, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura.

Además está el peso propio de la cimentación, el suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de la tierra y, si hay agua, el empuje hidrostático (sub-presión).

### 3.12.7.5 Proceso de cálculo

#### 3.12.7.5.1 Dimensiones de las zapatas (planta)

Con las ecuaciones que se muestran a continuación se procede a calcular el peso propio de la zapata ya que para el peso propio se tomará un porcentaje del 5% del esfuerzo axial y el área mínima necesaria con lo que debe cumplir que  $A = a * b > A_{\min}$ .

$$N = N' + N'' \qquad N'' = 0.05 * N'$$

$$A_{\min} = \frac{N}{\sigma_{adm}} \qquad A = a * b > A_{\min} \quad ok!$$

Y se debe verificar que la capacidad portante del suelo sea mayor a la calculada de la siguiente ecuación.

$$\sigma_{adm} > \sigma_1 \quad ok! \qquad \sigma_1 = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * Mx}{a * b^2} + \frac{6 * My}{a^2 * b}$$

#### 3.12.7.5.2 Canto útil

Para el cálculo del canto útil de la zapata centrada se realiza como si fuese una zapata aislada, se utilizan las ecuaciones que se indican a continuación:

$$d = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} + \frac{a_2 * b_2}{(2 * k - 1)} - \left(\frac{a_1 + b_1}{2}\right)} \qquad k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}}$$

$$d > \begin{cases} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{cases} \qquad \begin{aligned} d_2 &= \frac{2(a - a_1)}{4 + k} \\ d_3 &= \frac{2 * (b - b_1)}{4 + k} \end{aligned} \qquad f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Estas ecuaciones solo se las pueden utilizar cuando se trata de zapatas en plantas cuadradas o rectangulares en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

Al utilizar las ecuaciones mencionadas a un principio no es necesario verificar el corte por flexión ni el corte por punzonamiento.

Se deberá tomar el mayor valor de las dos ecuaciones para el canto útil de la zapata.

### 3.12.7.5.3 Verificación de esfuerzos

Se utilizan las dimensiones en planta de las zapatas asumidas en principio, se procede a verificar y si no se cumple la verificación se deberán aumentar las dimensiones siguiendo un proceso iterativo hasta que se cumpla dicha verificación.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6 * Mx}{a * b^2} + \frac{6 * My}{a^2 * b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6 * Mx}{a * b^2} + \frac{6 * My}{a^2 * b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6 * Mx}{a * b^2} - \frac{6 * My}{a^2 * b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6 * Mx}{a * b^2} - \frac{6 * My}{a^2 * b} < \sigma_{adm.}$$

### 3.12.7.5.4 Armadura Principal

#### a) Armadura en dirección X-X

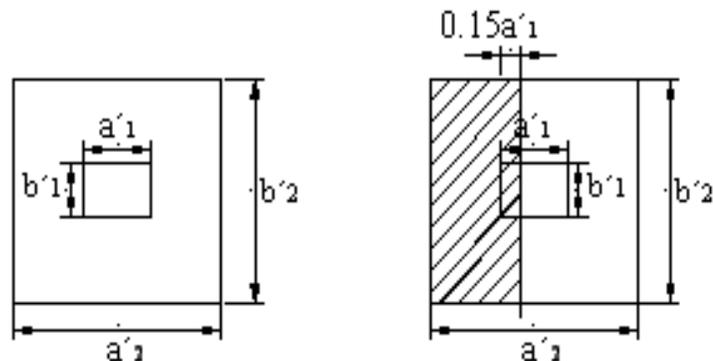
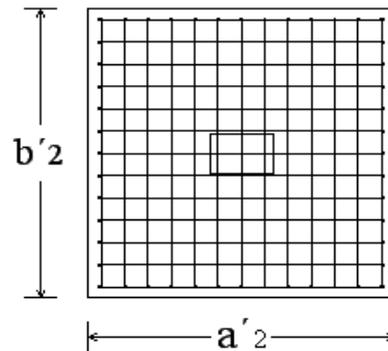


FIGURA 3.11 Zapata centrada (diseño a flexión en la dirección X-X).

$$Md = \frac{\gamma_f * \sigma_{t2} * b_2}{2} * \left( \frac{a_2 - a_1}{2} + 0.15 * a_1 \right)^2$$

El cálculo de la armadura longitudinal de la zapata centrada se realizará solamente a flexión simple.

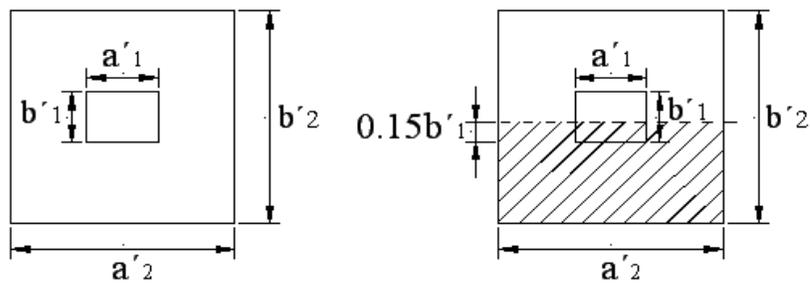
A continuación se muestra el detallamiento de la armadura en ambas direcciones.



**FIGURA 3.12** Armadura de una zapata centrada.

Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm y separación mínima de 10 cm.

**a) Armadura en dirección Y-Y**



**FIGURA 3.13** Zapata centrada (diseño a flexión en la dirección Y-Y).

$$Md = \frac{\gamma_f * \sigma_{t2} * a_2}{2} * \left( \frac{b_2 - b_1}{2} + 0.15 * b_1 \right)^2$$

El cálculo de la armadura longitudinal de la zapata centrada se realizara solamente a flexión simple.

### 3.12.7.5.5 Verificación a la Adherencia dirección X-X

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[ \left( \frac{a_2 - a_1}{2} \right) + 0.15 * a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \rightarrow k = 2 \text{ (flexible)}$$

$$\quad \quad \quad \rightarrow k = 0.95 \text{ (rigida)}$$

Donde:

$\tau_b$  = Tensión tangencial de adherencia.

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

$V_{d1}$  = Fuerza cortante mayorada en la sección.

$d$  = Canto útil.

$n$  = Número de barras.

$u$  = Perímetro de cada barra.

$\sigma_{t1}$  = Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$\gamma_{t1}$  = Coeficiente de mayoración de cargas.

$K$  = Es un coeficiente que se toma 0.95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles.

Se define como zapatas flexibles cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se entiende como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, desde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h.

### 3.12.7.5.6 Verificación a la Adherencia dirección Y-Y

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d2}}{0.90 * d * n * u}$$

$$V_{d2} = \gamma_f * \sigma_{r2} * a_2 * \left[ \left( \frac{b_2 - b_1}{2} \right) * 0.15 * b_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \rightarrow k = 2 \text{ (flexible)}$$

$$\quad \quad \quad \rightarrow k = 0.95 \text{ (rígida)}$$

### 3.12.7.5.7 Verificación al Deslizamiento

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales, deberá comprobarse su seguridad al vuelco. Se realizará para la zapata medianera.

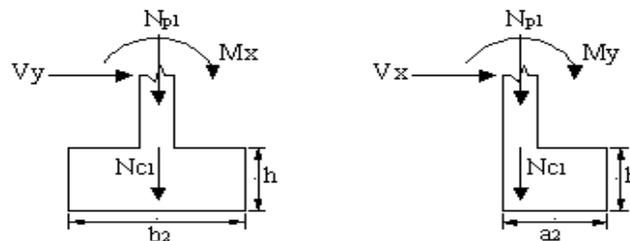


FIGURA 3.14 Solicitaciones en la zapata.

➤ Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N' + N'')}{(M_y + V_x * h)} * \frac{a}{2} \geq 1.50 \rightarrow OK$$

➤ Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N'+N'')}{(M_x + V_y * h)} * \frac{b}{2} \geq 1.50 \rightarrow OK$$

Donde:

N': Es la carga de servicio transmitida al soporte.

Mx y My: Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

Vx y Vy: Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a y b: Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

N'': El peso propio de la zapata medianera.

h: Altura total del elemento de cimentación.

### **3.12.8 Forjados**

#### **3.12.8.1 Definición**

El forjado es un elemento estructural, generalmente horizontal, que recibe directamente las cargas y las trasmite a los restantes elementos de la estructura, convirtiéndose en un elemento importante para la obtención de espacios libres utilizables. Adicionalmente, el forjado materializa la separación entre plantas consecutivas y desempeña otras funciones como aislamiento entre plantas y soporte de acabados.

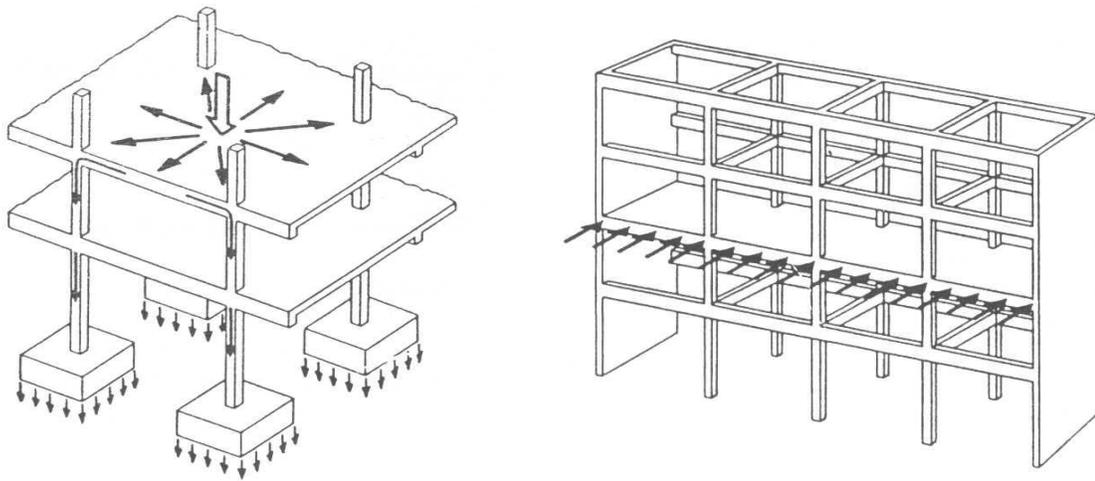
#### **3.12.8.2 Función que cumple un forjado**

Los forjados cumplen una serie de funciones, siendo las más importantes las citadas a continuación:

- a) Recibir las cargas y transmitir las a las vigas y/o pilares y por éstos a la cimentación y al terreno (Figura 3.15).

- b) Dar rigidez transversal a las vigas.
- c) Cuando se asocia monóticamente a las vigas, incrementar la capacidad resistente a flexión y torsión de éstas.
- d) Solidarizar horizontalmente los entramados a nivel de cada planta.

En particular, los forjados pueden funcionar (si los detalles constructivos se diseñan adecuadamente), como grandes vigas frente a las acciones horizontales de viento, sismo, etc., haciendo que todos los entramados y pantallas colaboren en resistir a este tipo de acciones (Fig. 3.15).



**FIGURA 3.15 Forjados**

### 3.12.8.3 Tipos de forjados

Para hacer una clasificación completa de los diferentes tipos de forjados, los visualizaremos sucesivamente desde los puntos de vista más esenciales:

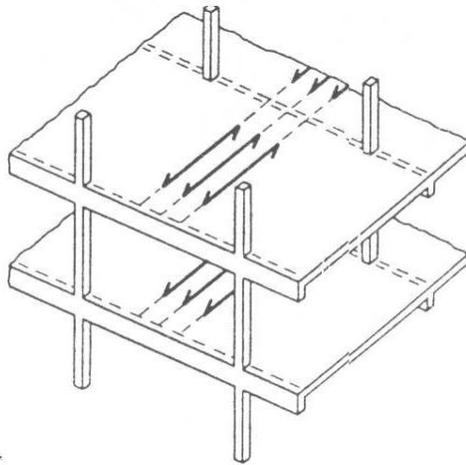
#### 3.12.8.3.1 Por el sistema de transmisión de cargas

Según el sistema de transmisión de cargas los forjados se clasifican en:

- **Unidireccionales:** Flectan básicamente en una dirección y transmiten las cargas a las vigas y éstas, a los soportes (Figura 3.16).

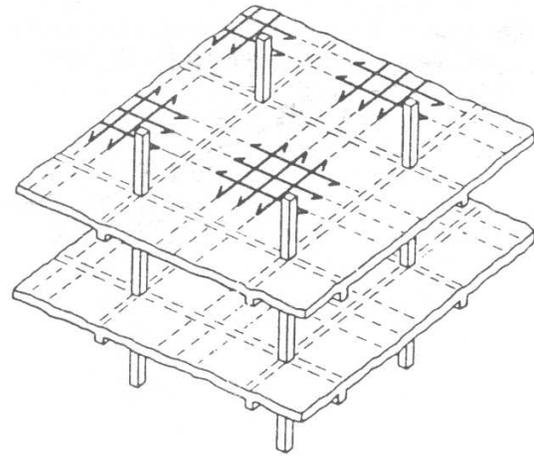
Una variante, actualmente en uso intenso, es la de las losas macizas apoyadas en muros, según el sistema “Encofrado Túnel” o alguno de sus derivados.

- **Bidireccionales:** Flectan en dos direcciones y transmiten las cargas bien a las vigas en dos direcciones (placas sobre vigas dispuestas en dos direcciones, o bien directamente sobre pilares (Fig. 3.17).



**FIGURA 3.16**

**Forjado Unidireccional**



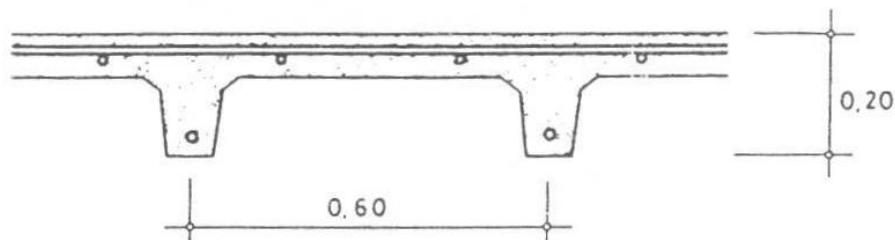
**FIGURA 3.17**

**Forjado Bidireccional**

### 3.12.8.3.2 Por el sistema de ejecución

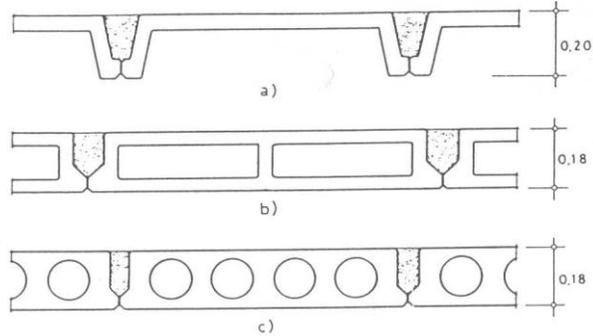
Los forjados se clasifican de acuerdo al sistema de ejecución en:

- **Forjados contruidos “in situ”:** Este tipo de forjados es construido totalmente “in situ”. En la (Figura 3.18) se representa una solución típica con dimensiones orientativas.



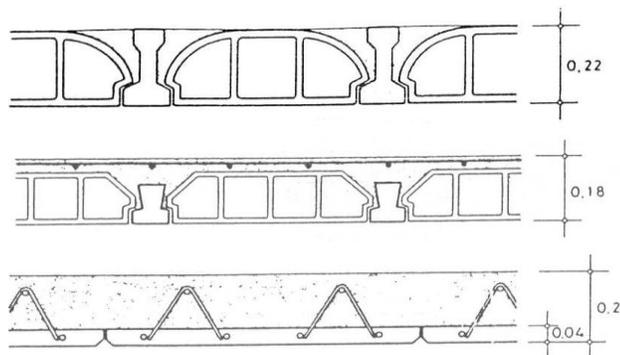
**FIGURA 3.18 Forjado In Situ**

- **Forjados totalmente prefabricados:** Son aquellos forjados que en obra requieren exclusivamente labores de montaje o pequeñas operaciones de relleno de juntas. En la (Figura 3.19) se representan algunas soluciones frecuentes con sus dimensiones orientativas.



**FIGURA 3.19 Forjados totalmente prefabricados**

- **Forjados parcialmente prefabricados:** Este tipo de forjados es un caso intermedio de los dos anteriores, ya que una parte es prefabricada mientras que el resto es construido “in situ”. Este es el tipo más usado. En la (Figura 3.20) se indican soluciones de empleo habitual con dimensiones orientativas.

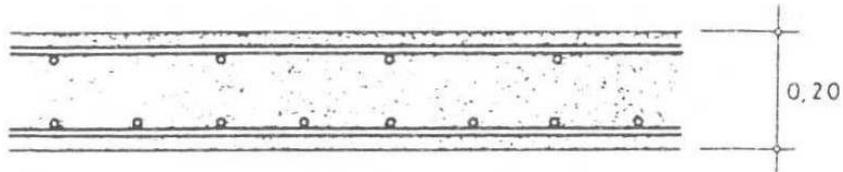


**FIGURA 3.20 Forjados parcialmente prefabricados**

### 3.12.8.3.3 Por constitución

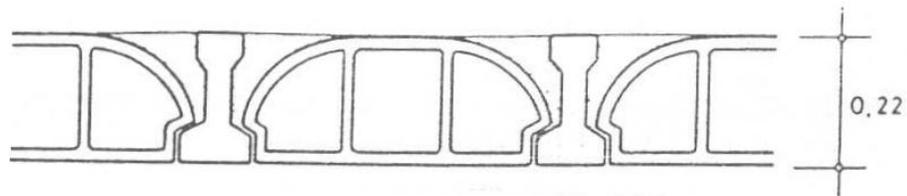
Según su constitución los forjados se dividen en los siguientes tipos:

- **Forjados de losa maciza:** Son aquellos forjados cuya constitución se basa en losas macizas, con o sin presencia de vigas. Véase (Figura 3.21).



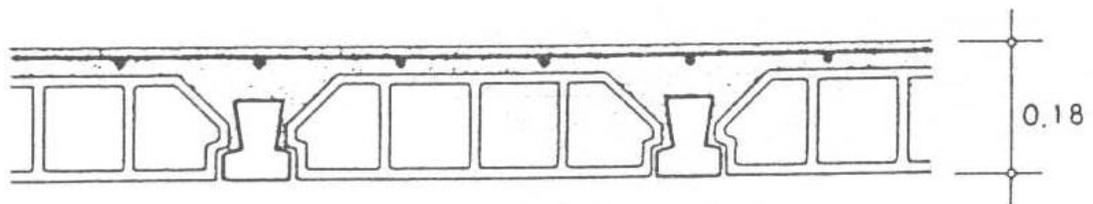
**FIGURA 3.21 Forjado de losa maciza**

- **Forjados de losa aligerada:** Son aquellos forjados que en su constitución presentan materiales de aligeramiento que van a reducir el peso propio de la estructura.
- **Forjado de viguetas resistentes:** Pueden subdividirse según que el relleno de senos se realice con material colaborante desde el punto de vista resistente (hormigón), o con material no colaborante o no considerado como tal (hormigón pobre, carbonilla, escoria, etc.). Véase (Figura3.22).



**FIGURA 3.22 Forjado de viguetas resistentes**

- **Forjados de semiviguetas:** Estos forjados llevan relleno que generalmente es colaborante (Figura 3.23).



**FIGURA 3.23 Forjado de semiviguetas**

#### 3.12.8.3.4 Por armadura

Según su armadura los forjados se clasifican en:

- **Forjados armados:** Son los forjados basados en el hormigón armado sin ningún tipo de pretensado.

- **Forjados pretensados:** Casi en su totalidad se realizan con armaduras pretensas.

En el caso de los forjados de semiviguetas pretensadas, los momentos negativos son absorbidos con armaduras pasivas, por lo que estamos ante un caso de sección compuesta, con armaduras activas pretensas para resistir los momentos positivos y armaduras activas y pasivas para resistir los momentos negativos.

- **Forjados con pretensado parcial:** Es decir aquellos en que la armadura está constituida simultáneamente por armaduras activas y pasivas.

La losa que se utilizará será alivianada o aligerada que estará constituida por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, ladrillo cerámico y hormigón armado.

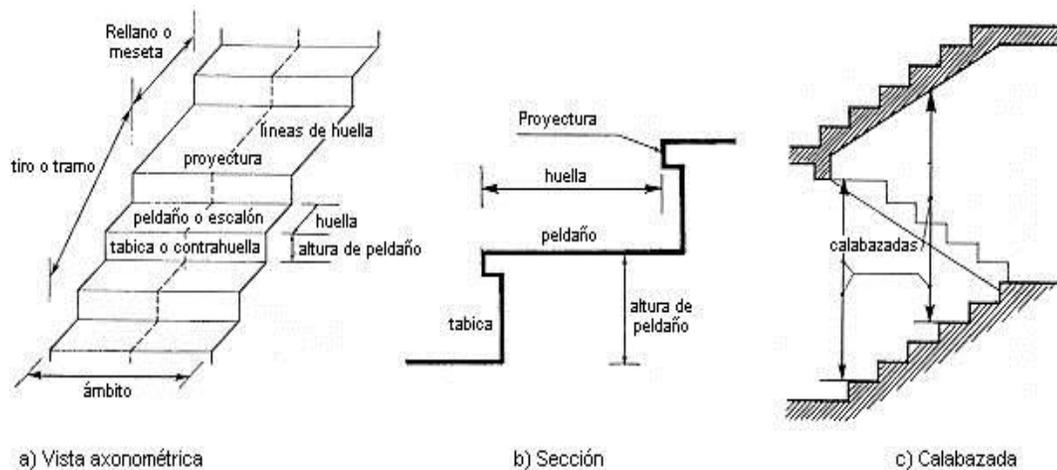
No se realizará el cálculo de la losa alivianada, puesto que en nuestro medio se encuentran dichas viguetas y el proveedor se encarga del dimensionamiento de acuerdo al tipo de estructura.

Sin embargo se elaborará un plano sobre la disposición de viguetas, recalcando también las dimensiones del complemento que cumplirá la función de aligerante.

### **3.12.9 Escaleras de Hormigón Armado**

#### **3.12.9.1 Definición**

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas y contrahuellas y de rellanos. Los principales elementos de una escalera fija son los siguientes (Figura 3.24 a, b y c):



**FIGURA 3.24 Representación de las partes de una escalera**

**Contrahuella:** Es la parte vertical del fondo del peldaño.

**Huella:** Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.

**Rellano:** Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos.

Contemplamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada:

**Línea de huella:** Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.

**Proyectura:** El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.

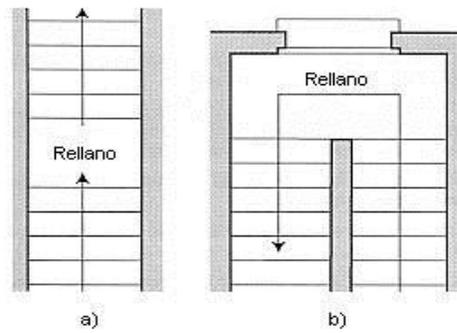
**Ámbito:** Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.

**Tiro:** Es una sucesión continua de peldaños.

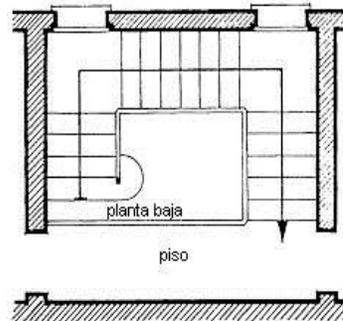
### 3.12.9.2 Clasificación

Definimos algunas de las escaleras más habituales:

**Recta:** Es aquella cuyos tiros se desarrollan en línea recta y suben encajonados entre muros (Figura 3.25 a y b).



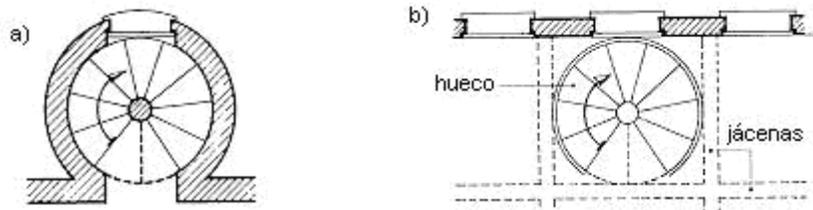
**FIGURA 3.25** Escalera recta de uno y dos tramos



**FIGURA 3.26:** Escalera de tres tramos

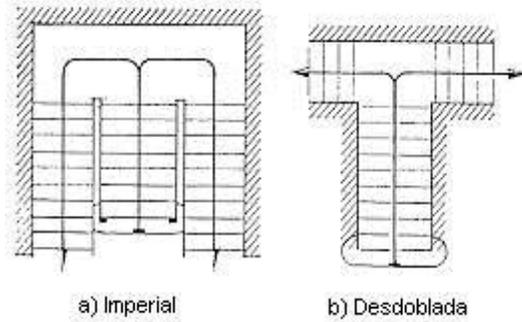
**De tres tramos:** Se desarrolla a lo largo de tres lados de una caja de escalera estando el cuarto ocupado por el rellano (Figura 3.26)

**De tiro curvo (caracol):** Los peldaños son radiales partiendo de una columna central. (Figura 3.27 a y b).



**FIGURA 3.27:** Escalera de tiro curvo o caracol

**Desdoblada:** Consta de un sólo tramo central que conduce al rellano intermedio, del cual parten dos tiros laterales. (Figura 3.28 a y b).



**FIGURA 3.28 Escalera desdoblada**

### 3.12.9.3 Proceso de cálculo

El cálculo de esfuerzos, armaduras en ambas direcciones es idéntico al cálculo de losas macizas de hormigón armado (Mayor referencia ver el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya y la norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 9.4).

## CAPÍTULO IV INGENIERÍA DEL PROYECTO

### 4.1 Determinación del Tipo de Suelo y su Capacidad Portante

Para el cálculo de la Capacidad Portante del suelo se realizó el ensayo SPT en el área de emplazamiento del proyecto.

Se realizaron tres ensayos en diferentes puntos del área donde se emplazará el proyecto, y posteriormente se clasificó el tipo de suelo a la profundidad de las cimentaciones, los ensayos realizados se adjuntan en el Anexo 3 Estudio de Suelos.

El **Cuadro 4.1** muestra el resumen de los valores que se obtuvieron en Laboratorio:

**Cuadro N° 4.1**  
**Resumen de la Práctica de Suelos**

Descripción	Pozo 1	Pozo 2	Pozo 3
Profundidad [m]	2,50	2,50	2,80
Límite Líquido [%]	33	35	36
Límite Plástico [%]	30	32	25
Índice de Plasticidad [%]	3	3	11
Tipo de Suelo <b>SUCS</b>	ML	ML	CL
Tipo de Suelo <b>AASHTO</b>	A-4 (8)	A-4 (8)	A-6 (7)
Nro. De Golpes	60	45	35
Capacidad Portante [Kg/cm <sup>2</sup> ]	2,20	1,90	2,70
Humedad Natural [%]	5,18	4,04	4,31

La Capacidad Portante del suelo para el diseño se tomó:

$$\sigma_{adm} = 1.90 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

## **4.2 Diseño Arquitectónico**

El diseño arquitectónico del presente proyecto fue proporcionado por la GOBERNACIÓN del DEPARTAMENTO de TARIJA SECCIÓN – URIONDO, y cuenta con los siguientes ambientes:

Planta Baja (713,255 m<sup>2</sup>): Cafetería, cocina, baño, ducha y vestidor para los trabajadores de la cafetería, Baños públicos para varones y mujeres, Fotocopiadora, Informaciones, Ambientes para danza clásica, Salón de uso múltiple, Área de exposiciones, Ambiente para danza folklórica, Depósito, Ambiente para Fotografía y Revelado, Sala de Computación y Sala de Teatro.

Primer Piso (696,087 m<sup>2</sup>): Biblioteca, Librería, Taller de pintura, Sala de música, Taller de Artes Plástica, Estar, Baños, Secretaría, Dirección, Sala de Juntas, Oficina de Relaciones Públicas y Archivos.

Azotea y Estructura metálica para sustentación de una cubierta de policarbonato cubriendo un área de (704,289 m<sup>2</sup>).

Algunas de las dimensiones fueron modificadas sin efecto negativo a los ambientes, logrando así una estructura adecuada para el funcionamiento estructural.

## **4.3 Levantamiento Topográfico**

Se realizó el levantamiento topográfico en el área donde se emplazará el proyecto, donde el desnivel máximo del terreno es de 2.00 m. El terreno de la Gobernación Seccional de Uriondo tiene un desnivel natural considerable de 6.00 m y cuenta con un área aproximada de 19.181,54 m<sup>2</sup>.

En la zona donde se pretende emplazar el proyecto se determinaron las cotas de puntos característicos de desnivel, teniendo de esta manera el punto más alto a una cota de 1752.00 m.s.n.m. y el punto más bajo 1750.00 m.s.n.m.

#### 4.4 Esquema Estructural

Se modela la estructura como un pórtico espacial en 3D y contiene una estructura metálica para sustentación de una cubierta de policarbonato translúcido, las Figura 4.1a-b-c-d muestran la estructura obtenida a Diseño Final.

#### Esquema estructural en 3D

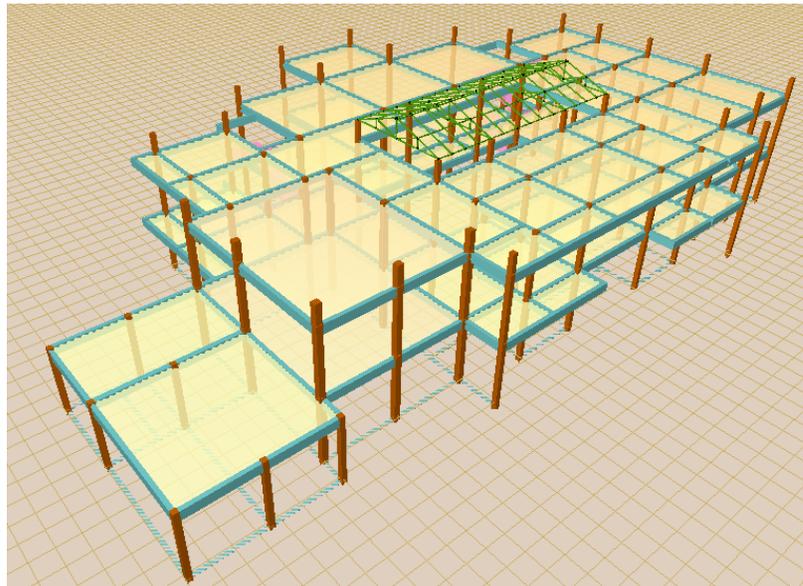
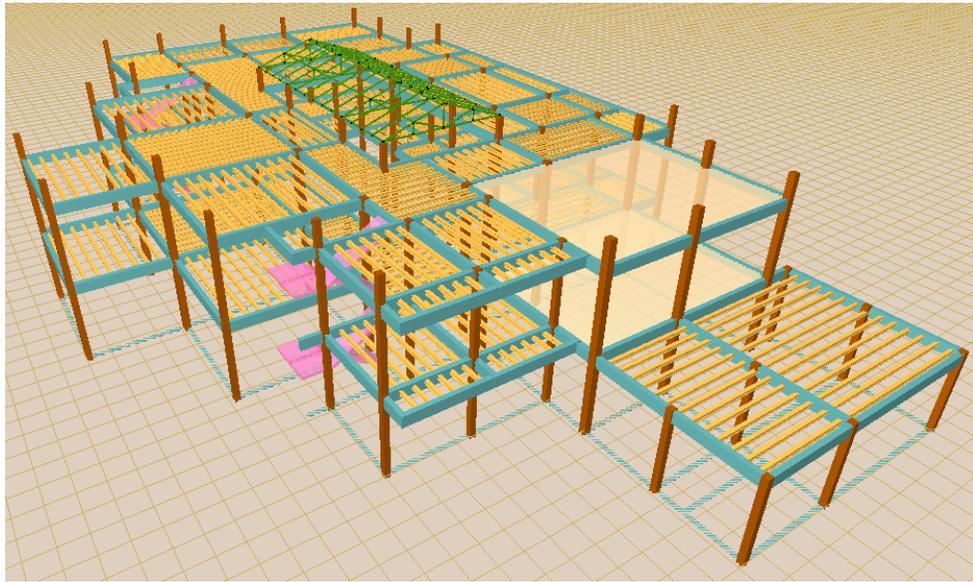
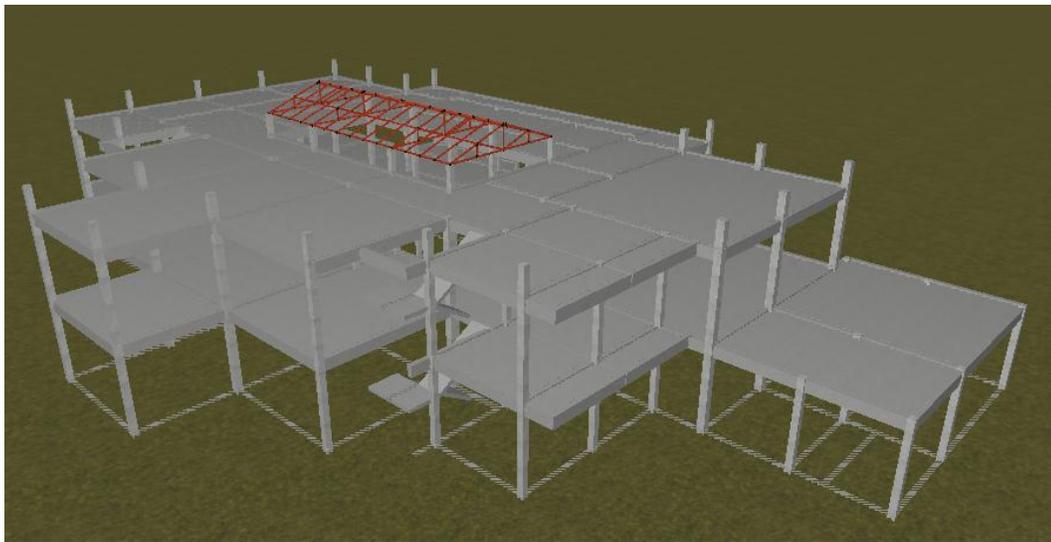


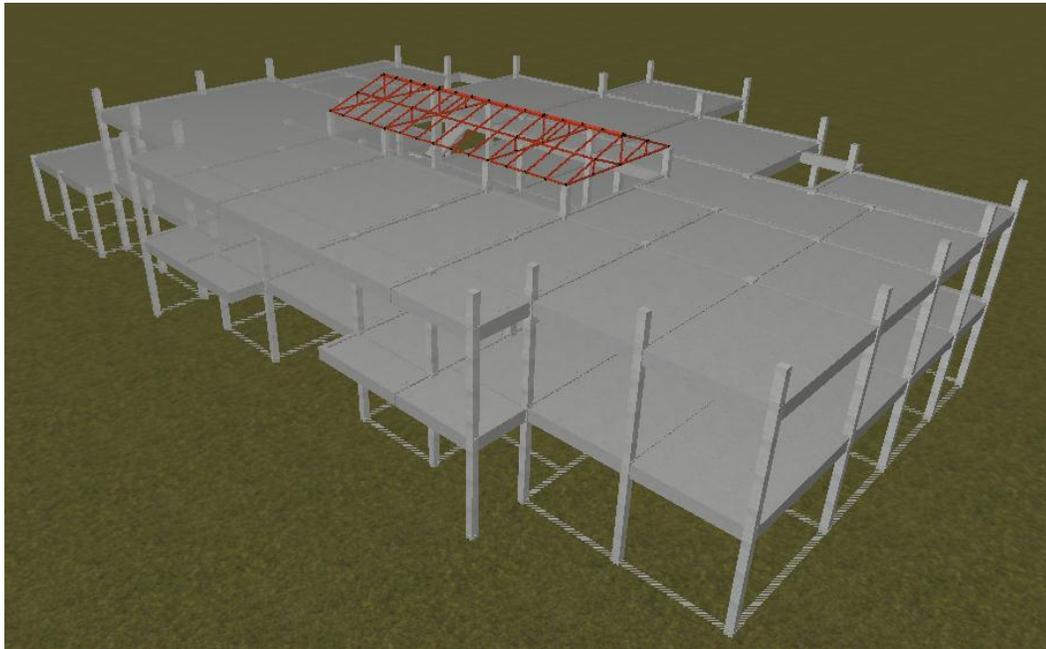
FIGURA 4.1 a)



**FIGURA 4.1 b)**



**FIGURA 4.1 c)**



**FIGURA 4.1 d)**

**Cuadro Nº 4.2**

**Elevaciones de las Plantas**

<b>Nro. de Planta</b>	<b>Descripción</b>	<b>Altura [m]</b>	<b>Cota [m]</b>
3	Primer Piso	3,50	7,00
2	Planta Baja	3,50	3,50
1	Cota Sobrecimientos	2	0,00
0	Cimentación	...	-2,00

#### **4.5 Materiales Empleados**

En toda la obra, tanto para el diseño de zapatas, columnas, losas y vigas se emplea un hormigón y un acero de las siguientes características:

Estructura de Hormigón Armado:

$$\text{Hormigón} = f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero} = fy = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

Estructura de sustentación de cubierta:

### Acero Laminado A36 – Perfil Rectangular

#### 4.6 Diseño Estructural de la Cubierta:

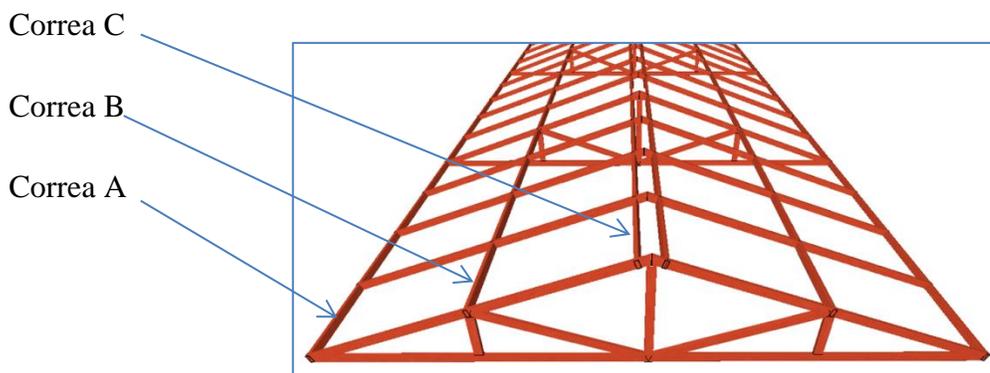
##### 4.6.1 Norma de Diseño

Para éste diseño se emplea la Norma ANSI-AISC 360-05 (LRFD)

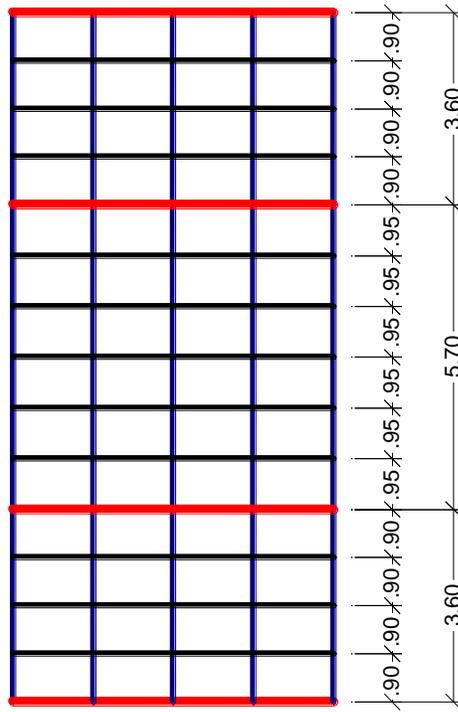
##### 4.6.2 Tipo de Cercha

La estructura de sustentación de la cubierta será metálica con un perfil rectangular y las cerchas serán tipo Howe como se muestra en la Figura 4.2 y también se describen las correas para el cálculo, por consiguiente la pendiente adoptada para la cubierta es de 36%.

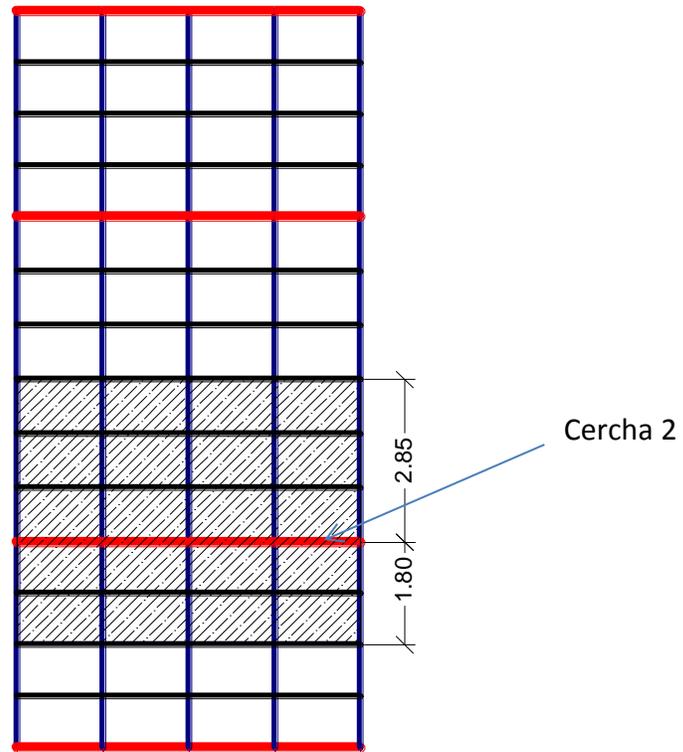
La Figura 4.3a-b muestra las dimensiones en planta de la cubierta, y para la estructura se diseñará la cercha más crítica y sus elementos que la conforman.



**FIGURA 4.2 Cercha Howe, vista 3D**



**FIGURA 4.3a**

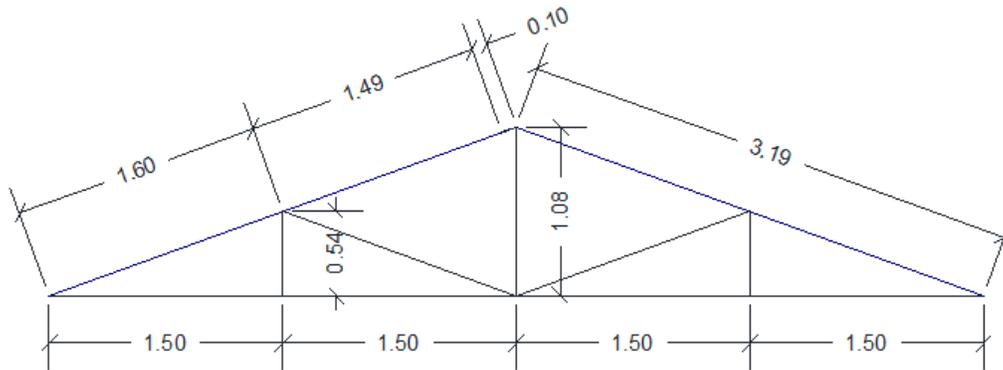


**FIGURA 4.3b Área de aporte de las cargas en la cercha en estudio**

### 4.6.3 Espaciamiento entre Cerchas

Para el caso se usaron espaciamentos entre cerchas como se muestra en la Figura 4.3a, logrando adaptar la cubierta a las luces entre columnas de la estructura y usando espaciamentos simétricos de 0,90 m y 0,95 m.

### 4.6.4 Dimensiones de la Cercha



### 4.6.5 Cargas en la Cubierta

#### 4.6.5.1 Peso de la Cubierta

El material usado en la cubierta es policarbonato alveolar translúcido con las siguientes características como se muestra en el Cuadro 4.3, para esta selección se tuvo en cuenta la capacidad de resistencia ante cargas superficiales y respetando las especificaciones técnicas del fabricante sobre todo en las distancias y condiciones de apoyo.

**Cuadro N° 4.3**

#### **Especificaciones del Policarbonato translúcido**

Número de paredes	2
Espesor	10 [mm]
Peso	1,70 [Kg/m <sup>2</sup> ]
Ancho de placa	2,10 [m]
Largo de placa	5,80 [m]

Condición de apoyos	Sujeto a los 4 lados
Longitud vertical de capacidad de carga	1,50 [m]
Longitud horizontal de capacidad de carga	0,95 [m]
Capacidad de carga	75 [Kg/m <sup>2</sup> ]

#### 4.6.5.2 Peso Propio de la Estructura

Las correas y las cerchas estarán conformadas por un perfil laminado, por lo que encontrando las dimensiones mínimas para el caso estudiado para soportar las condiciones más desfavorables de las hipótesis, se usará perfil rectangular 80x40x4mm, de esta manera el peso propio para el perfil usado es:

$$PP = 5,19 \text{ [Kg/m]}$$

El peso propio de los elementos es considerado automáticamente por el programa Metal 3D al momento de calcular los esfuerzos para el método usado.

#### 4.6.5.3 Carga de viento

Con una carga dinámica de viento dada por una velocidad de 100 Km/h equivalente a 28 m/s, se tiene que:

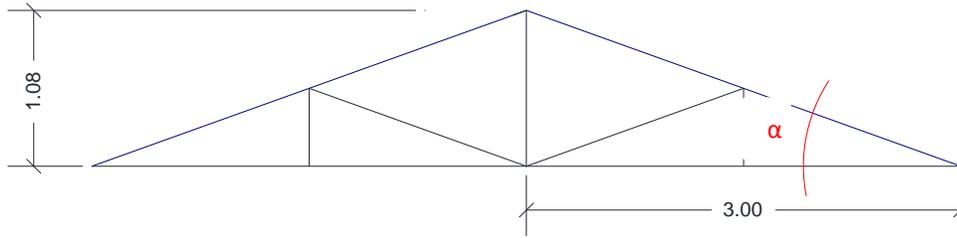
$$\omega = \frac{v^2}{16}$$

Donde:

$\omega$  = Presión dinámica del viento, Kg/m<sup>2</sup>

v = velocidad del viento, m/s

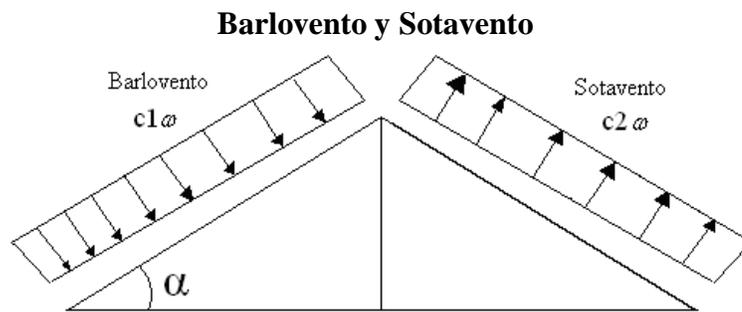
$$\omega = \frac{v^2}{16} = \frac{28^2}{16} = 49 \text{ Kg/m}^2$$



$$\tan \alpha = \frac{1.08}{3.00}$$

$$\alpha = 19.80^\circ$$

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



**FIGURA 4.4**

Los valores de los coeficientes  $c_1$  y  $c_2$  están dados en el cuadro N° 3.5 de la sección 3.73.

Interpolando obtenemos:

$$c_1 = -0.004$$

$$c_2 = -0.4$$

Por lo que el barlovento y sotavento equivalen a:

$$q_1 = \text{Barlovento: } c_1 \times \omega = -0.004 \times 49 = -0.196 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_2 = \text{Sotavento: } c_2 \times \omega = -0.4 \times 49 = -19.60 \text{ Kg/m}^2$$

#### 4.6.5.4 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso adoptada es de  $70 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$  que sólo actuará en eventos de mantenimiento.

#### 4.6.5.5 Carga de granizo

Para el caso del granizo se podría suponer un espesor probable de 5 cm, por lo que adoptando un peso específico del hielo de 900 [Kg/m<sup>3</sup>], la carga de granizo es

$$q_G = 900 \left[ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right] * 0,05[\text{m}] = 45 \left[ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Esta carga de granizo no actuará al mismo tiempo que la sobrecarga de uso.

#### 4.6.6 Esfuerzos obtenidos en los elementos de la cercha en estudio

La cercha en estudio es cualquiera de las cerchas del centro de la cubierta debido a que son simétricas en la influencia del área de la cubierta, por consiguiente lo serán las cargas. Las Figuras 4.5a-b-c-d-e muestran la estructura cargada con los diferentes tipos de cargas sobre las correas, ya que éstas transmitirán los esfuerzos a los nudos de las cerchas.

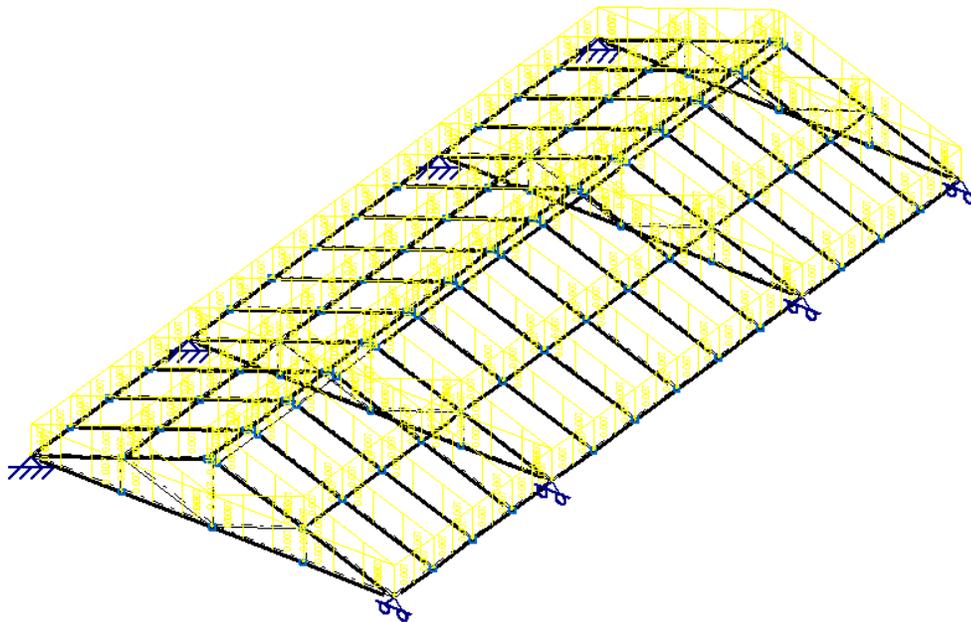
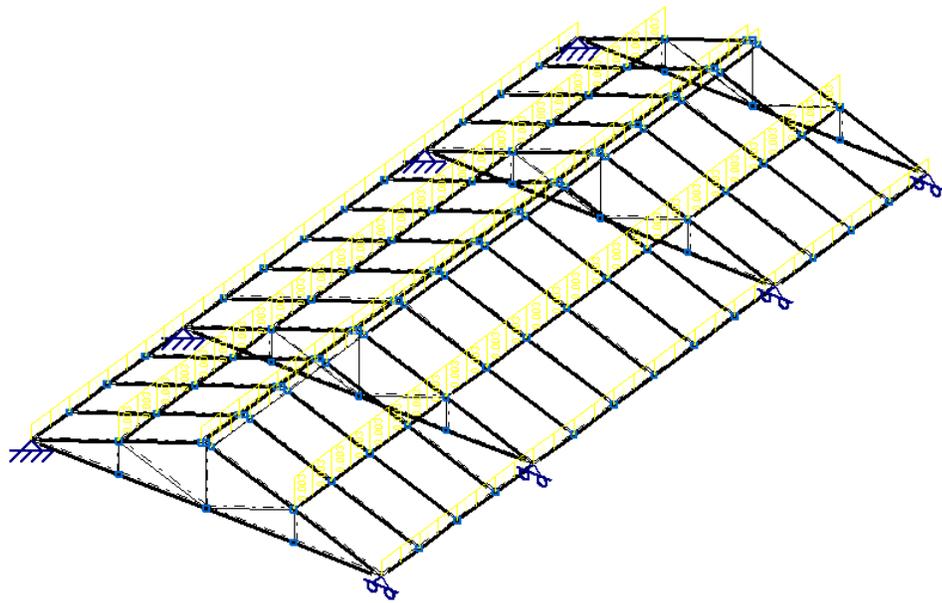
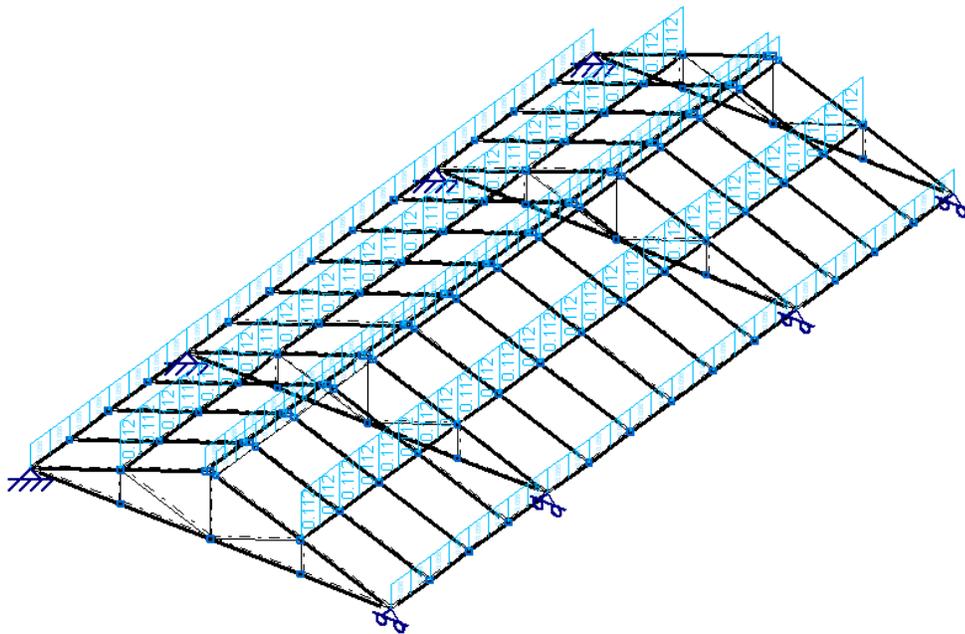


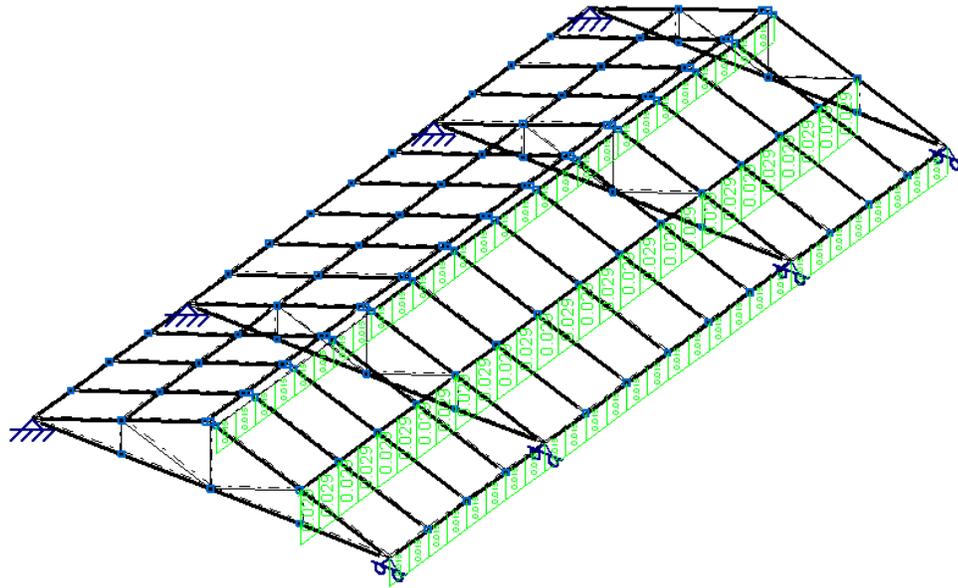
FIGURA 4.5a Cargas debido al Peso Propio



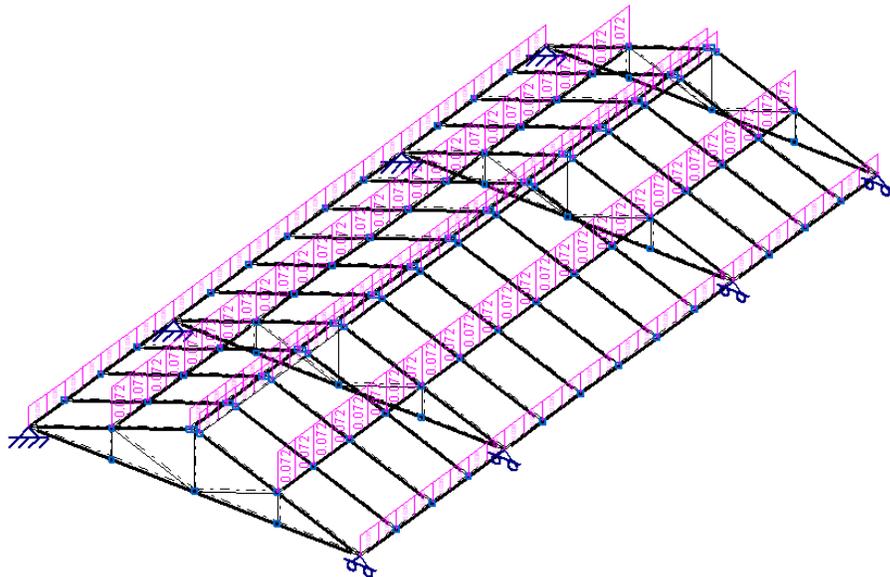
**FIGURA 4.5b Cargas debido a la Carga Muerta producida por el Policarbonato**



**FIGURA 4.5c Cargas debido a la Sobrecarga de Uso**

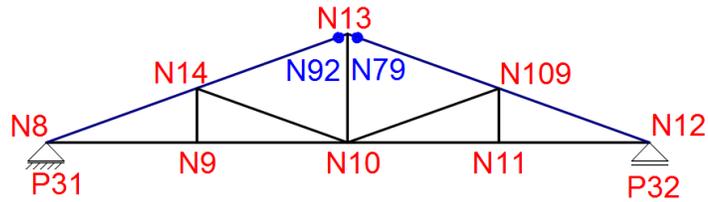


**FIGURA 4.5d Cargas debido al viento (Sotavento)**



**FIGURA 4.5e Cargas debido al Granizo**

Obteniendo los siguientes resultados:



**FIGURA 4.6 Cercha en Estudio “Cercha 2”**

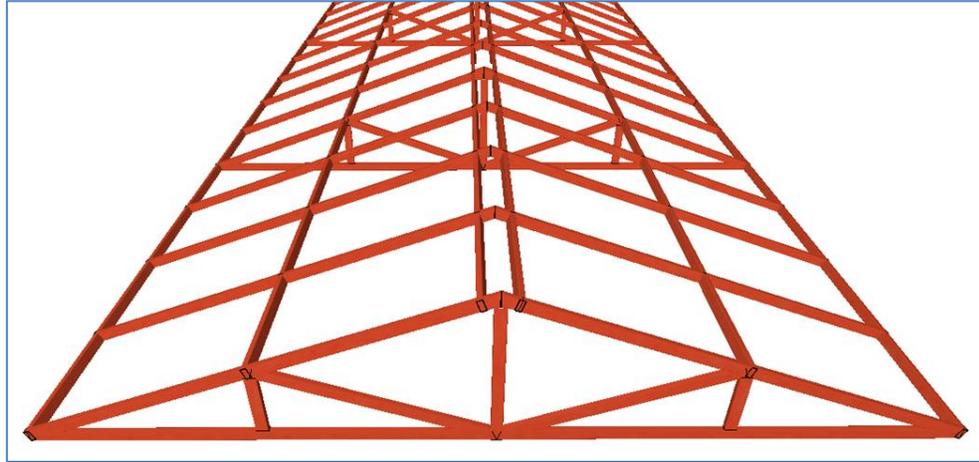
**Cuadro № 4.4**

**Envoltentes de Esfuerzos en los elementos de la Cercha en Estudio**

Barra	Elemento	N [t]	Vy [t]	Vz [t]	Mt [t*m]	My [t*m]	Mz [t*m]
N8-N9	A	4.113	-0.023	-0.018	0.003	0.033	0.012
N9-N10	B	4.105	-0.005	0.021	0.003	0.028	0.005
N10-N11	C	4.095	0.006	-0.021	-0.002	0.028	0.003
N11-N12	D	4.103	0.021	0.019	0.000	0.033	0.010
N9-N14	E	-0.035	-0.018	-0.009	0.008	0.009	0.009
N10-N14	F	-1.045	-0.019	-0.022	0.002	-0.004	-0.20
N10-N13	G	0.822	-0.049	0.000	0.000	0.000	0.028
N10-N109	H	-1.035	0.019	-0.022	-0.022	-0.004	0.019
N11-N109	I	-0.036	-0.015	0.007	-0.008	-0.009	0.009
N8-N14	J	-4.364	-0.036	-0.020	0.001	0.036	0.024
N14-N92	K	-3.312	-0.043	0.012	0.002	0.021	-0.027
N92-N13	L	-3.176	0.013	0.709	0.019	-0.054	0.011
N79-N13	M	-3.177	-0.036	0.704	-0.020	-0.054	-0.011
N109-N79	N	-3.323	0.039	0.013	-0.001	0.021	0.024
N12-N109	O	-4.374	0.030	-0.020	0.002	0.036	-0.021

En el Anexo 13 Envoltentes de las Barras de la Cercha en Estudio se adjuntan las envoltentes en las barras de la cercha en estudio.

En la Figura 4.6 puede observarse que la cercha es simétrica, por lo que para la comprobación manual de los elementos con Perfil Laminado Rectangular 80x40x4mm se realizarán para las barras A, B, E, F, G, J, K y L.



**FIGURA 4.7 Vista 3D de la Estructura de Sustentación de la Cubierta**

#### **4.6.7 Diseño de los elementos metálicos**

En este caso se diseñarán paso a paso los elementos más solicitados de la cercha en estudio, posteriormente se presentará una tabla de diseño y comprobación de los demás elementos sometidos al mismo esfuerzo de la cercha en estudio.

##### **4.6.7.1 Diseño a Tracción**

Elemento:	A	Tipo de acero:	Acero laminado A36
Nudo inicial:	N8	Tipo de perfil:	TR – 80x40x4
Nudo final:	N9		

##### **Datos:**

$f_y = 2530.00$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Límite elástico mínimo especificado.
$\phi_t = 0.90$	Factor de resistencia a tracción.
$A = 8.68$ [cm <sup>2</sup> ]	Área bruta de la sección utilizada.
$L = 1.50$ [m]	Longitud de la barra

$$K = 1.00$$

$$E = 2100000.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero.}$$

$$P_u = 4.11 \text{ [Tn]} \quad \text{Carga última de tracción en la barra.}$$

$$P_u = 4113.00 \text{ [Kg]} \quad \text{Carga última de tracción en la barra.}$$

$$I_{xx} = 66.64 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Inercia xx.}$$

$$I_{yy} = 21.83 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Inercia yy.}$$

**Paso 1.** Resistencia nominal a tracción:

$$P_n = f_y \cdot A \quad P_n = 21960.40 \text{ [Kg]}$$

**Paso 2.** Resistencia de diseño a tracción:

$$P_c = \phi_t \cdot P_n \quad P_c = 19764.36 \text{ [Kg]}$$

**Paso 3.** Determinación del área mínima necesaria de la sección:

$$\text{Si:} \quad \eta_T = \frac{P_u}{P_c} \leq 1$$

$$\text{Entonces:} \quad \frac{P_u}{\phi_t \cdot f_y \cdot A} \leq 1$$

$$\text{Por lo tanto:} \quad A_{\text{mín}} \geq \frac{P_u}{\phi_t \cdot f_y}$$

$$A_{\text{mín}} = 1.81 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Verificando con el área de la sección usada:

$$A \geq A_{\text{mín}} \quad \text{Cumple...!!!}$$

**Paso 4.** Verificación de la condición del método LRFD:

$$\frac{P_u}{A} \leq \phi_t \cdot f_y \quad \text{Cumple...!!!}$$

**Paso 5.** Trabajabilidad de la pieza:

$$\eta_T = \frac{P_u}{P_c} \cdot 100 \qquad \eta_T = 20.81 \text{ [%]}$$

**Paso 6.** Radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad \begin{aligned} r_x &= 2.77 \text{ [cm]} \\ r_y &= 1.59 \text{ [cm]} \\ r_{\text{mín}} &= 1.59 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

**Paso 7.** Esbeltez de la pieza (para asegurar el confort):

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \leq 200 \qquad \lambda = 30.11 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**Paso 8.** Clasificación de la pieza:

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \begin{aligned} \lambda_c &\leq 1,50 \quad \text{Pieza Corta.} \\ \lambda_c &> 1,50 \quad \text{Pieza Larga.} \end{aligned}$$

$\lambda_c = 1.05 \quad \text{Pieza corta.}$

A continuación se presenta la tabla de diseño a tracción de los demás elementos que conforman la cercha en estudio:

**Datos:**

$f_y = 2530.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$	Límite elástico mínimo especificado.
$\phi_t = 0.90$	Factor de resistencia a tracción.
$A = 8.68 \text{ [cm}^2\text{]}$	Área bruta de la sección utilizada.
$K = 1.00$	
$E = 2100000.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$	Módulo de elasticidad del acero.
$I_{xx} = 66.64 \text{ [cm}^4\text{]}$	Inercia xx.
$I_{yy} = 21.83 \text{ [cm}^4\text{]}$	Inercia yy.

Barra	Nudos	L [m]	Pu [Tn]	Pu [Kg]	Pn [Kg]	Pc [Kg]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>g</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$\frac{P_u}{A} \leq \varphi_t \cdot f_y$
A	N8-N9	1,50	4,113	4113,00	21960,40	19764,36	1,81	8,68	8,68	Si cumple
B	N9-N10	1,50	4,105	4105,00	21960,40	19764,36	1,80	8,68	8,68	Si cumple
C	N10-N11	1,50	4,095	4095,00	21960,40	19764,36	1,80	8,68	8,68	Si cumple
D	N11-N12	1,50	4,103	4103,00	21960,40	19764,36	1,80	8,68	8,68	Si cumple
G	N10-N13	1,08	0,822	822,00	21960,40	19764,36	0,36	8,68	8,68	Si cumple

rx [cm]	ry [cm]	r <sub>min</sub> [cm]	$\lambda$	$\lambda \leq 200$	$\lambda_c$	Tipo de pieza	$\eta_T$ [%]
2,77	1,59	1,59	30,11	Si cumple	1,05	Pieza corta	20,81
2,77	1,59	1,59	30,11	Si cumple	1,05	Pieza corta	20,77
2,77	1,59	1,59	30,11	Si cumple	1,05	Pieza corta	20,72
2,77	1,59	1,59	30,11	Si cumple	1,05	Pieza corta	20,76
2,77	1,59	1,59	21,68	Si cumple	0,75	Pieza corta	4,16

#### 4.6.7.2 Diseño a Compresión

Elemento: J

Tipo de acero: Acero laminado A36

Nudo inicial: N8

Tipo de perfil: TR – 80x40x4

Nudo final: N14

#### Datos:

$f_y = 2530.00$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

Límite elástico mínimo especificado.

$\varphi_c = 0.85$

Factor de resistencia a compresión.

$A = 8.68$  [cm<sup>2</sup>]

Área bruta de la sección utilizada.

$L = 1.60$  [m]

Longitud de la barra

$K = 1.00$

$E = 2100000.00$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

Módulo de elasticidad del acero.

$P_u = 4.36$  [Tn]

Carga última de compresión en la barra.

$P_u = 4364.00$  [Kg]

Carga última de compresión en la barra.

$I_{xx} = 66.64$  [cm<sup>4</sup>]

Inercia xx.

$I_{yy} = 21.83$  [cm<sup>4</sup>]

Inercia yy

**Paso 1.** Estimación del área mínima necesaria de la sección:

Para ello el esfuerzo crítico:

$$F_{cr1} \approx \frac{2}{3} \cdot f_y \qquad F_{cr1} = 1686.67 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

**Paso 2.** Determinación del área mínima necesaria de la sección:

$$A_{mín} = \frac{P_u}{\varphi_c \cdot F_{cr1}} \qquad A_{mín} = 3.04 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Verificando con el área de la sección usada:

$$A \geq A_{mín} \qquad \text{Cumple...!!!}$$

**Paso 3.** Radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad \begin{aligned} r_x &= 2.77 \text{ [cm]} \\ r_y &= 1.59 \text{ [cm]} \\ r_{mín} &= 1.59 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

**Paso 4.** Esbeltez de la pieza (para asegurar el confort):

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \leq 200 \qquad \lambda = 32.11 \qquad \text{Cumple ... !!!}$$

**Paso 5.** Clasificación de la pieza:

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad \begin{aligned} \lambda_c \leq 1,50 & \text{ Pieza Corta.} \\ \lambda_c > 1,50 & \text{ Pieza Larga.} \end{aligned}$$
$$\lambda_c = 1.11 \qquad \text{Pieza corta.}$$

**Paso 6.** Esfuerzo crítico elástico de pandeo tomando el menor valor de  $F_e$  respecto a los ejes analizados:

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

$$F_{e_x} = 6215.76 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$F_{e_y} = 2036.17 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Por lo tanto el valor adoptado será el menor:

$$F_e = 2036.17 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

**Paso 7.** Esfuerzo crítico por pandeo:

Caso A):  $F_e \geq 0,44 \cdot f_y$  Entonces:  $F_{cr} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e}\right) \cdot f_y$

Caso B):  $F_e < 0,44 \cdot f_y$  Entonces:  $F_{cr} = 0,877 \cdot F_e$

Analizando se trata de:

CASO "A"

Por lo tanto:

$$F_{cr} = 1504.04 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

**Paso 8.** Resistencia normal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A$$

$$P_n = 13055.10 \text{ [Kg]}$$

**Paso 9.** Resistencia nominal a compresión:

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_c = 11096.83 \text{ [Kg]}$$

**Paso 10.** Condición del método LRFD:

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

$$0.39 \leq 1.00 \quad \text{Cumple...!!!}$$

**Paso 11.** Trabajabilidad de la pieza:

$$\eta_T = \frac{P_u}{P_c} \cdot 100 \qquad \eta_T = 39.33 \text{ [%]}$$

A continuación se presenta la tabla de diseño a compresión de los demás elementos que conforman la cercha en estudio:

**Datos:**

- $f_y = 2530.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$  Límite elástico mínimo especificado.
- $\varphi_c = 0.85$  Factor de resistencia a compresión.
- $A = 8.68 \text{ [cm}^2\text{]}$  Área bruta de la sección utilizada.
- $K = 1.00$
- $E = 2100000.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$  Módulo de elasticidad del acero.
- $I_{xx} = 66.64 \text{ [cm}^4\text{]}$  Inercia xx.
- $I_{yy} = 21.83 \text{ [cm}^4\text{]}$  Inercia yy.

Barra	Nudos	L [m]	Pu [Tn]	Pu [Kg]	Fcr1 [Kg/cm2]	Amín [cm2]	Ag [cm2]	A [cm2]	rx [cm]	ry [cm]	rmín [cm]	$\lambda$	$\lambda \leq 200$
E	N9-N14	0,54	0,040	40,00	1686,67	0,03	8,68	8,68	2,77	1,59	1,59	10,84	Ok
F	N10-N14	1,60	1,045	1045,00	1686,67	0,73	8,68	8,68	2,77	1,59	1,59	32,11	Ok
H	N10-N109	1,60	1,035	1035,00	1686,67	0,72	8,68	8,68	2,77	1,59	1,59	32,11	Ok
I	N11-N109	0,54	0,036	36,00	1686,67	0,03	8,68	8,68	2,77	1,59	1,59	10,84	Ok
J	N8-N14	1,60	4,36	4364,00	1686,67	3,04	8,68	8,68	2,77	1,59	1,59	32,11	Ok
K	N14-N92	1,60	3,312	3312,00	1686,67	2,31	8,68	8,68	2,77	1,59	1,59	32,11	Ok
N	N109-N79	1,60	3,323	3323,00	1686,67	2,32	8,68	8,68	2,77	1,59	1,59	32,11	Ok
O	N12-N109	1,60	4,374	4374,00	1686,67	3,05	8,68	8,68	2,77	1,59	1,59	32,11	Ok

$\lambda_c$	Tipo de pieza	Fex [Kg/cm2]	Fey [Kg/cm2]	Fe [Kg/cm2]	Caso	Fcr [Kg/cm2]	Pn [Kg]	Pc [Kg]	$\frac{P_u}{P_c} \leq 1$	$\eta_T$ [%]
0,38	Pieza corta	54569,10	17875,80	17875,80	Caso A	2384,48	20697,28	17592,69	Si cumple	0,23
1,11	Pieza corta	6215,76	2036,17	2036,17	Caso A	1504,04	13055,10	11096,83	Si cumple	9,42
1,11	Pieza corta	6215,76	2036,17	2036,17	Caso A	1504,04	13055,10	11096,83	Si cumple	9,33
0,38	Pieza corta	54569,10	17875,80	17875,80	Caso A	2384,48	20697,28	17592,69	Si cumple	0,20
1,11	Pieza corta	6215,76	2036,17	2036,17	Caso A	1504,04	13055,10	11096,83	Si cumple	39,33
1,11	Pieza corta	6215,76	2036,17	2036,17	Caso A	1504,04	13055,10	11096,83	Si cumple	29,85
1,11	Pieza corta	6215,76	2036,17	2036,17	Caso A	1504,04	13055,10	11096,83	Si cumple	29,95
1,11	Pieza corta	6215,76	2036,17	2036,17	Caso A	1504,04	13055,10	11096,83	Si cumple	39,42

### 4.6.7.3 Diseño a Flexocompresión

Elemento: J Tipo de acero: Acero laminado A36  
Nudo inicial: N8 Tipo de perfil: TR – 80x40x4  
Nudo final: N14

#### Datos:

$f_y = 2530.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$	Límite elástico mínimo especificado.
$\phi_b = 0.90$	Factor de resistencia a flexión.
$P_u = 4364.00 \text{ [Kg]}$	Carga última de compresión en la barra
$P_c = 11096.83 \text{ [Kg]}$	Resistencia nominal a compresión (calculado anteriormente).
$M_{ux} = 0.04 \text{ [Tn-m]}$	Momento último de solicitación.
$M_{ux} = 3600.00 \text{ [Kg-cm]}$	Momento último de solicitación.
$M_{uy} = 0.02 \text{ [Tn-m]}$	Momento último de solicitación.
$M_{uy} = 2400.00 \text{ [Kg-cm]}$	Momento último de solicitación.
$Z_x = 22.53 \text{ [cm}^3\text{]}$	Módulo resistente plástico.
$Z_y = 13.57 \text{ [cm}^3\text{]}$	Módulo resistente plástico.

#### Paso 1. Momento nominal a flexión:

$$M_n = Z \cdot f_y$$
$$M_{nx} = 57000.90 \text{ [Kg-cm]}$$
$$M_{ny} = 34332.10 \text{ [Kg-cm]}$$

#### Paso 2. Momento de diseño a flexión:

$$M_c = \phi_b \cdot M_n$$
$$M_{cx} = 51300.81 \text{ [Kg-cm]}$$
$$M_{cy} = 30898.89 \text{ [Kg-cm]}$$

**Paso 3.** Verificación según el método LRFD:

Caso A):  $\frac{P_u}{P_c} \geq 0,2$  Entonces:  $\eta_T = \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$

Caso B):  $\frac{P_u}{P_c} < 0,2$  Entonces:  $\eta_T = \frac{P_u}{2 \cdot P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1,0$

Analizando se trata de:

Caso "A"

Por lo tanto:

$$\eta_T = 0.52$$

**Paso 4.** Verificación de la condición según el caso analizado:

$$\eta_T \leq 1,0$$

Cumple...!!!

A continuación se presenta la tabla de diseño a flexo-compresión de los demás elementos que conforman la cercha en estudio:

**Datos:**

$f_y = 2530.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$

Límite elástico mínimo especificado.

$\phi_b = 0.90$

Factor de resistencia a flexión.

$Z_x = 22.53 \text{ [cm}^3\text{]}$

Módulo resistente plástico.

$Z_y = 13.57 \text{ [cm}^3\text{]}$

Módulo resistente plástico.

Barra	Nudos	L [m]	P <sub>u</sub> [Tn]	P <sub>u</sub> [Kg]	P <sub>c</sub> [Kg]	M <sub>ux</sub> [Tn-m]	M <sub>uy</sub> [Tn-m]	M <sub>ux</sub> [Kg-cm]	M <sub>uy</sub> [Kg-cm]
E	N9-N14	0,54	0,04	40,00	17592,69	0,009	0,009	900,00	900,00
F	N10-N14	1,60	1,05	1045,00	11096,83	0,004	0,200	400,00	20000,00
H	N10-N109	1,60	1,04	1035,00	11096,83	0,005	0,019	500,00	1900,00
I	N11-N109	0,54	0,04	36,00	17592,69	0,009	0,009	900,00	900,00
J	N8-N14	1,60	4,36	4364,00	11096,83	0,036	0,024	3600,00	2400,00
K	N14-N92	1,60	3,31	3312,00	11096,83	0,021	0,027	2100,00	2700,00
N	N109-N79	1,60	3,32	3323,00	11096,83	0,021	0,024	2100,00	2400,00
O	N12-N109	1,60	4,37	4374,00	11096,83	0,036	0,021	3600,00	2100,00

Mnx [Kg-cm]	Mny [Kg-cm]	Mcx [Kg-cm]	Mcy [Kg-cm]	Caso	$\eta_T$	$\eta_T \leq 1$	$\eta_T$ [%]
57000,90	34332,10	51300,81	30898,89	Caso B	0,05	Cumple	4,78
57000,90	34332,10	51300,81	30898,89	Caso B	0,70	Cumple	70,22
57000,90	34332,10	51300,81	30898,89	Caso B	0,12	Cumple	11,79
57000,90	34332,10	51300,81	30898,89	Caso B	0,05	Cumple	4,77
57000,90	34332,10	51300,81	30898,89	Caso A	0,52	Cumple	52,47
57000,90	34332,10	51300,81	30898,89	Caso A	0,41	Cumple	41,25
57000,90	34332,10	51300,81	30898,89	Caso A	0,40	Cumple	40,49
57000,90	34332,10	51300,81	30898,89	Caso A	0,52	Cumple	51,70

#### 4.6.7.4 Diseño a Flexión Esviada de las correas

A continuación se procede a verificar la resistencia a flexión esviada del larguero con sollicitación más crítica:

Datos:

Perfil: TR 80x40x4 A-36

$M_{ux} = 0.327$  [Tn·m] Momento último.

$M_{uy} = 0.085$  [Tn·m] Momento último.

$\varphi = 0.90$  Factor de resistencia a flexión.

$f_y = 2530.00$  [Kg/cm<sup>2</sup>] Límite elástico mínimo especificado.

$Z_x = 22.53$  [cm<sup>3</sup>]

$Z_y = 13.57$  [cm<sup>3</sup>]

$M_n$ : Resistencia nominal a flexión.

$M_c$ : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_{nx} = Z_x \cdot \varphi \cdot f_y = M_{px}$$

$$M_{nx} = 22.53 \cdot 0.90 \cdot 2530.00 = 51300.81 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_{ny} = Z_y \cdot \varphi \cdot f_y = M_{py}$$

$$M_{nx} = 13.57 \cdot 0.90 \cdot 2530.00 = 30898.89 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

Debe cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1.00$$

$$\frac{0.327}{0.513} + \frac{0.085}{0.309} \leq 1.00$$

$$0.912 \leq 1.00 \text{ Cumple ... !!!}$$

#### **4.6.7.5 Diseño de las placas de apoyo de soporte de la estructura de sustentación de la cubierta**

Una vez definida como estará conformada la estructura de sustentación de cubierta y ubicados los apoyos, se procede a diseñar la placa de apoyo, para este diseño se acudirá al apoyo más crítico, por lo que se utilizarán las cargas verticales que llegan a este punto para diseñar el elemento de placa en el cual se apoyará la estructura metálica.

Datos:

D = 329.00 [kg]	Carga muerta.
Lr = 1113.00 [Kg]	Carga viva.
W = -222.00 [Kg]	Carga de viento.

Combinaciones de cargas:

1.4D	Rap = 460.60	[Kg]
1.2D + 0.5Lr	Rap = 951.30	[kg]
1.2D + 1.6Lr + 0.8W	Rap = 1998.00	[Kg]
1.2D + 1.6W + 0.5Lr	Rap = 956.10	[Kg]

Por lo que la carga última de diseño es:  $R_u = 1998.00$  [Kg]

Datos:

$R_u = 1998.00$  [Kg] Carga última.

Dimensiones de la columna de apoyo:  $a = 25.00$  [cm]

$b = 25.00$  [cm]

Perfil de la viga metálica: Tubo rectangular 80x40x4

$t_f = 0.40$  [cm] Espesor del alma.

$t_w = 0.40$  [cm] Espesor del ala.

$k = 0.80$  [cm] Distancia de la cara exterior del patín al límite del filete del alma, dado en tablas para cada sección (o igual al espesor del patín, más el radio de giro del filete).

$h = 8.00$  [cm] Alto total de la sección de la viga.

$\varphi_c = 0.65$  Factor de reducción de resistencia al aplastamiento aplicado por el método.

$f'_c = 210.00$  [Kg/cm<sup>2</sup>] Resistencia característica del hormigón.

$\varphi = 0.75$  Factor de reducción de resistencia al aplastamiento aplicado por el método.

$f_y = 2530.00$  [Kg/cm<sup>2</sup>] Esfuerzo de fluencia especificado para la placa de soporte correspondiente a un acero A36.

$E = 2'100000.00$  [Kg/cm<sup>2</sup>] Módulo de elasticidad del acero A36.

**Paso 1.** Determinación del área requerida:

$$A_{1_{req}} = \frac{R_u}{\varphi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c} \quad A_1 = 17.22 \quad [\text{cm}^2]$$

**Paso 2.** Cálculo de la longitud mínima de apoyo N perpendicular a la columna necesaria por el aplastamiento del alma:

$$R_u = \varphi[(2,5 \cdot k) + N] \cdot f_y \cdot t_w$$

$$N = \frac{R_u}{f_y \cdot t_w} - 2,5 \cdot k \quad N = -0.03 \quad [\text{cm}]$$

Se puede notar que el valor obtenido es mucho menor a la dimensión correspondiente en la columna, esto es debido a que la carga última es insignificante ante la resistencia de la placa.

Por motivos constructivos se adoptará una placa cuadrada de 20x20 cm.

**Paso 3.** Cálculo del valor requerido de N para prevenir el aplastamiento del alma, suponiendo que la relación N/h sea mayor a 0.2.

$$R_u = \varphi \cdot 0,4 \cdot t_w^2 \cdot \left\{ 1 + \left[ \left( \frac{4 \cdot N}{h} - 0,2 \right) \cdot \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \right\} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de reducción de resistencia al aplastamiento aplicado por el método.

$$N = \left( \frac{\frac{R_u}{\varphi \cdot 0,4 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}} - 1}{\frac{t_w}{t_f}} + 0,2 \right) \cdot \frac{h}{4} \quad N = -0.46 \quad [\text{cm}]$$

Se puede notar que el valor obtenido es mucho menor a la dimensión correspondiente en la columna, esto es debido a que la carga última es insignificante ante la resistencia de la placa.

Por motivos constructivos se adopta una placa cuadrada de 20x20 cm. Mencionada anteriormente.

**Paso 4.** Cálculo de la longitud y el ancho de la placa de soporte:

Normalmente se escoge el ancho máximo de la placa por deformación local y por aplastamiento del alma, pero en el presente caso, al obtener dimensiones negativas se adopta una placa cuadrada de lado igual a 20.00 cm.

Entonces las dimensiones de la placa de soporte son:

$$N = 20.00 \text{ [cm]}$$

$$B = 20.00 \text{ [cm]}$$

**Paso 5.** Verificación de la relación N/h mayor a 0.2:

$$N/h > 0,2$$

$$2.50 > 0.20$$

Cumple...!!!

**Paso 6.** Cálculo del espesor de la placa de soporte:

Longitud crítica de la placa de soporte para sección laminada:

$$n = \frac{B - 2k}{2} \qquad n = 9.20 \qquad \text{[cm]}$$

Por lo que el espesor de la placa:

$$t = \sqrt{\frac{2,22 \cdot Ru \cdot n^2}{B \cdot N \cdot f_y}} \qquad t = 0.61 \qquad \text{[cm]}$$

Por fines constructivos se adoptará:  $t = 1.00$  [cm]

Finalmente las dimensiones de la placa de apoyo serán:

$$N = 20.00 \text{ [cm]}$$

$$B = 20.00 \text{ [cm]}$$

$$t = 1.00 \text{ [cm]}$$

#### 4.6.7.6 Diseño de conexión placa – columna con pernos de anclaje

Para determinar la cantidad de y las dimensiones de los pernos de anclaje, analizamos el mismo apoyo donde se realizó la placa de apoyo anteriormente descrita, como se muestra para el estado límite de aplastamiento del material de apoyo, se tiene una distribución de esfuerzos simétrica bajo la placa de apoyo, lo que indica que la excentricidad de la carga en el apoyo es cero (0).

El valor de la carga máxima, es la misma que se utiliza para el cálculo de la placa de apoyo, además esta carga estará distribuida en dos filas de pernos ubicadas en los lados de la placa de apoyo, ya que la carga es relativamente pequeña, se propone un solo perno a cada lado del punto de aplicación de la carga.

##### 4.6.7.6.1 Estado límite de resistencia del acero a la tensión

$$\varphi \cdot T_n \geq T_u$$

$$A_{\text{req}} = \frac{T_u}{\varphi \cdot f_{\text{ut}}}$$

Donde:

$T_u$ : Fuerza de tensión de diseño.

$f_{\text{ut}}$ : Esfuerzo último de tensión del acero del perno.

$\varphi$ : Factor de reducción de resistencia por ruptura (0.75).

$$T_u = \frac{R_u}{2} = \frac{1998.00 \text{ [Kg]}}{2} = 999.00 \text{ [Kg]}$$

$$T_u = 2202.38 \text{ [Lbs]}$$

Utilizando pernos simples A307 con  $f_{ut} = 58$  [ksi]:

$$A_{req} = \frac{2202.38}{0.75 \cdot 58000} = 0.051 \text{ [plg}^2\text{]} = 0.33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Esta es el área requerida para una línea de pernos, al analizar el valor que se obtiene, es posible observar que se puede satisfacer esta resistencia con un perno roscado de 3/4".

$$A_{perno} = 2.85 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{req} \quad \text{Cumple ... !!!}$$

Por lo tanto se usaran pernos roscado **A307 de 3/4"**.

#### **4.6.7.6.2 Estado límite de desprendimiento del concreto de anclaje**

El estado límite de falla determina la longitud de anclaje en el concreto del perno roscado que se utilizará, representado por  $h_{ef}$ , para este estado límite de falla se tiene:

$$\phi \cdot P_n \geq P_u$$

Para todo el grupo de anclaje:

$$P_n = \frac{A_N}{A_{No}} \cdot \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot N_b$$

Asumimos una longitud de anclaje en pulgadas, escogemos  **$h_{ef} = 14 \text{ plg}$** .

$$1.5 \cdot h_{ef} = 21.00 \text{ [pulg]}$$

Debido a la condición de apoyo de la placa, se puede deducir:

$$A_N = 25.00 \text{ [cm]} \cdot 25.00 \text{ [cm]} = 9.84 \cdot 9.84 = 96.88 \text{ [plg}^2\text{]}$$

$$A_{No} = 96.88 \text{ [plg}^2\text{]}$$

La coincidencia de las áreas se da por la limitación de la superficie de apoyo.

$$A_N \leq n \cdot A_{No}$$

$$96.88 \leq 2 \cdot 96.88$$

$$96.88 \text{ [cm}^2\text{]} \leq 193.76 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Cumple ... !!!}$$

$$\psi_1 = 1.0 \text{ (debido a que no existe excentricidad de la carga)}$$

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3 \frac{c_{min}}{1.5h_{ef}}; \quad c_{min} = 2.0 \text{ [pulg]}$$

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3 \frac{2}{21} = 0.73$$

$$\psi_3 = 1.0 \text{ (puede darse la fisuración en la superficie de falla)}$$

Resistencia a tensión del concreto en presencia de elementos de anclaje:

$$P_b = 24\sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

Donde para concreto  $f'_c = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = 3000.00 \text{ [Lbs/pulg}^2\text{]}$ ;

Entonces:

$$P_b = 24\sqrt{3000.00} \cdot 14.00^{1.5} = 68859.51 \text{ [Lbs]}$$

Por otro lado:

$$P_n = \frac{96.88}{96.88} (1.00)(0.80)(1.00)(68859.51) = 55087.61 \text{ [Lbs]}$$

Evaluando la condición de diseño:

$$\begin{aligned}\phi \cdot P_n &\geq P_u \\ 0.75 \cdot 55087.61 &\geq 2202.38 \\ 41315.71 \text{ [Lbs]} &\geq 2202.38 \text{ [Lbs]} \quad \text{Cumple ... !!!}\end{aligned}$$

De esta forma, mediante el análisis de los modos principales de falla para los pernos de anclaje, se puede definir las dimensiones definitivas de los pernos que unirán la placa de apoyo a la columna de hormigón armado.

Se deduce en base al análisis que la configuración requerida para los pernos de anclaje es adecuada y se proponen **2 pernos roscados A307 de 3/4” con una longitud de empotramiento de 40 [cm] (>14 [pulg])**.

#### **4.7 Diseño Estructural de Elementos de Hormigón Armado**

##### **4.7.1 Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales usados**

Considerando el tipo de obra y su servicio al que estará sometida la estructura se tomaron los siguientes valores:

- **Coeficiente de minoración de resistencia del Hormigón:**

$$\gamma_c = 1.60 \quad \text{Control Normal de Ejecución}$$

- **Coeficiente de minoración de resistencia del Acero:**

$$\gamma_s = 1.20 \quad \text{Control Normal de Ejecución}$$

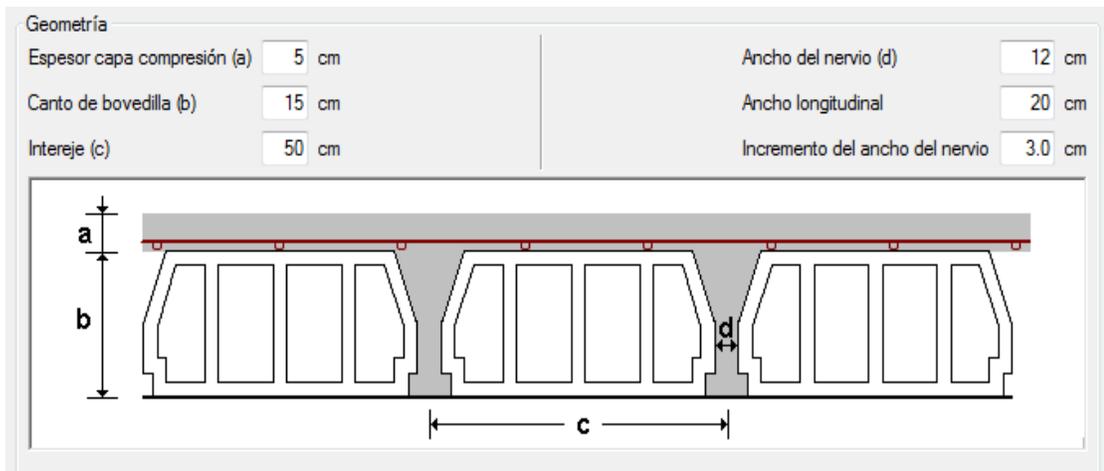
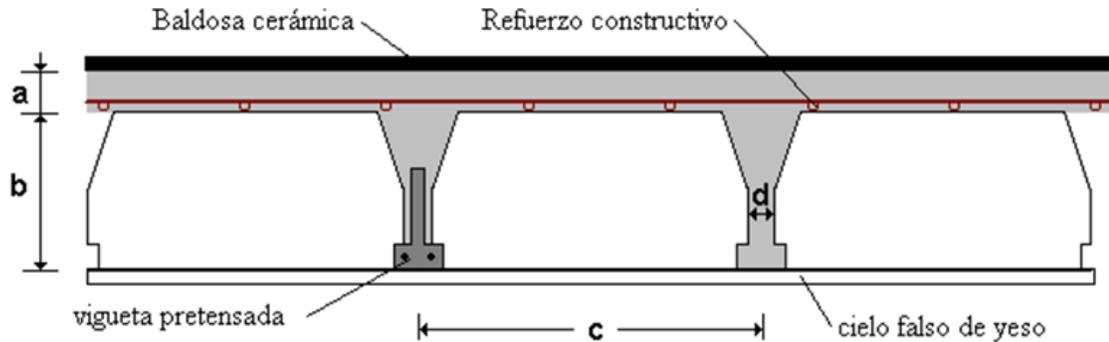
##### **4.7.2 Coeficientes de mayoración de cargas**

Conjuntamente al minorar la resistencia de los materiales usados para el diseño de hormigón armado se procede a adoptar coeficientes de mayoración de cargas, para el presente proyecto es:

$$\gamma_1 = 1.70 \text{ (CV + CM)}$$

### 4.7.3 Cargas en Losa Alivianada de Viguetas Pretensadas

Las características geométricas de la losa alivianada, empleando viguetas prefabricadas y plastoformo como elemento aligerante es:



**FIGURA 4.8 Geometría de la Losa Alivianada con Viguetas Pretensadas**

La vigueta T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y probado para todo tipo de losas. Es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada y con características siempre uniformes que reemplaza a las viguetas de fabricación artesanal de hormigón armado.

### 4.7.3.1 Carga muerta en la losa alivianada

Para cuantificar el peso de la losa, primero se calcula el área de la sección del plastoforno y de la vigueta (Figura 4.8)

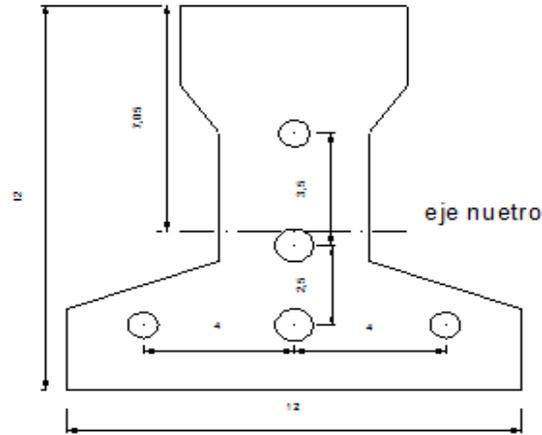


FIGURA 4.9 Vigueta pretensada usada para el diseño de la losa aligerada.

*Analizando en 1.00 m<sup>2</sup> de losa se tiene:*

$$A_{\text{plastoforno}} = 701[\text{cm}^2] = 0.0701[\text{m}^2]$$

$$A_{\text{vigüeta}} = 81.16 [\text{cm}^2] = 0.008116[\text{m}^2]$$

$$A_{H^{\circ}} = (1.00 \times 0.20) - (2 \times 0.0701) - 0.008116 = 0.052 [\text{m}^2]$$

*Calculando el Peso Propio de 1.00 m<sup>2</sup> de losa:*

$$\gamma_H = 2400[\text{Kg}/\text{m}^2]$$

$$\gamma_{\text{plastoforno}} = 0.675 [\text{Kg}/\text{pza}]$$

$$P_{\text{plastoforno}} = 2 \text{ Pza} \times 0.675 \frac{\text{Kg}}{\text{Pza}} = 1.35 [\text{Kg}/\text{m}^2]$$

$$P_{H^{\circ}} = (0.052 \text{m}^2 \times 1.00 \text{m}) \times 2400 \left[ \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right] = 124.80 [\text{Kg}/\text{m}^2]$$

$$PP = 1.35 + 124.80 = 126.15 [\text{Kg}/\text{m}^2]$$

Para introducir el dato de la carga muerta en el software estructural CypeCad se debe tener cuidado en introducir la carga muerta de lo que es el acabado y las instalaciones, ya que el peso propio debido a la geometría de la estructura el programa ya lo calcula, por lo que la carga muerta para introducir viene dada por:

El peso de la baldosa cerámica de espesor = 2 cm es:

P. Baldosa =  $1800 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,02\text{m} = 36 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$

P. Cielo falso =  $50 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$

P. de las instalaciones =  $25 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$

$$CM = 50 \frac{kp}{m^2} + 25 \frac{kp}{m^2} + 36 \frac{kp}{m^2} = 111 \frac{kp}{m^2}$$

Se adoptó: **CM =  $150 \text{ Kg/m}^2 = 0,15 \text{ [Tn/m}^2\text{]}$**

#### 4.7.4 Sobrecarga de Uso

Para la estructura se usaron los siguientes valores tomando como referencia los valores del apartado 3.75:

Oficinas:	300 [Kg/m <sup>2</sup> ]
Archivos:	400 [Kg/m <sup>2</sup> ]
Salones de Talleres:	350 [Kg/m <sup>2</sup> ]
Librería:	400 [Kg/m <sup>2</sup> ]
Biblioteca:	500 [Kg/m <sup>2</sup> ]
Pasillos:	250 [Kg/m <sup>2</sup> ]
Escaleras:	400 [Kg/m <sup>2</sup> ]
Azoteas c/acceso al público:	250 [Kg/m <sup>2</sup> ]

#### 4.7.5 Carga de viento en la estructura de Hormigón Armado

La carga de viento para la introducción al programa requiere como datos las distancias de cada lado de la estructura y la velocidad de referencia, para la introducción de la distancia de los lados se realizó por plantas.

La velocidad promedio de referencia se tomó de 28 m/s. Para la introducción de las distancias de los lados de cada una de las plantas se accedió a las opciones ofrecidas por el programa como se muestra en la figura, donde se introdujeron los anchos de banda para cada dirección según el nivel.

The image shows a software interface for defining wind load parameters. It includes checkboxes for wind action directions, input fields for band widths (Anchos de banda) for Y and X directions, a 'Por planta' button, a 'Categoría de uso' section with radio buttons (I, II, III, IV) and a description, and a 'Datos del emplazamiento' section with a basic wind velocity input of 28.0 m/s.

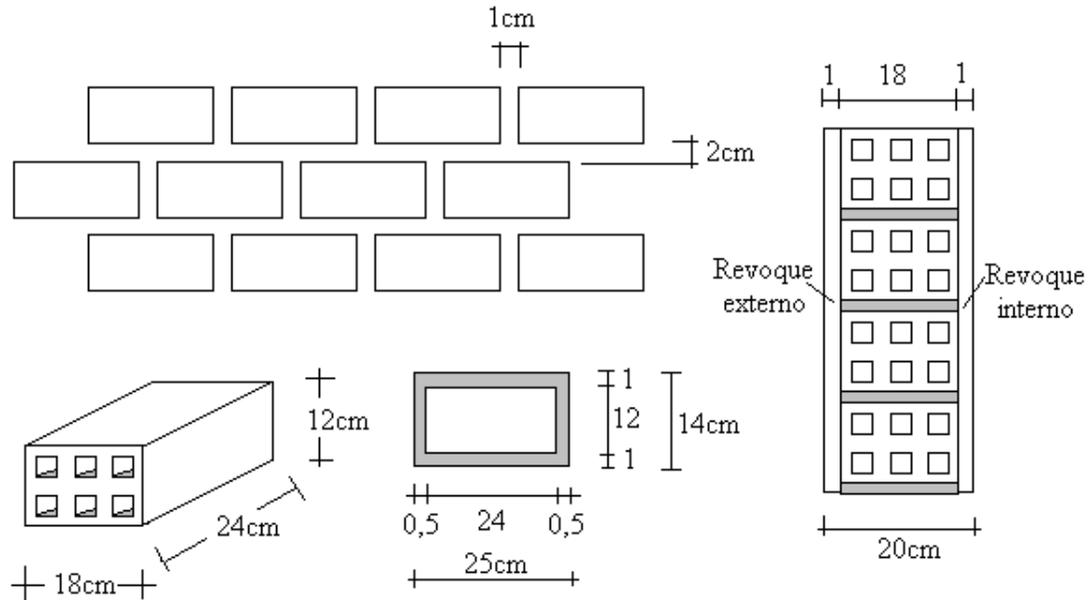
Nombre	Ancho Y	Ancho X
Ázotea	41.49	26.25
Primer Piso	41.49	26.25
Planta Baja	41.49	26.25
Sobrecimientos	41.49	26.25

The diagram illustrates a building structure with a yellow base and grey upper levels. The base is labeled 'Sobrecimientos' and the upper levels are labeled 'Planta Baja', 'Primer Piso', and 'Ázotea'. The diagram shows the building's footprint and the distribution of wind load parameters across the different levels.

FIGURA 4.10 Introducción de la carga de viento por planta.

#### 4.7.6 Carga lineal generada por el Peso de los muros

Es importante cuantificar el peso del muro para su introducción en el software de cálculo estructural, la Figura 4.9 muestra una ilustración del muro:



**FIGURA 4.11 Características del Muro de Ladrillo**

$$\text{Número de ladrillos en 1 ml Horizontal} = \frac{100\text{cm}}{25\text{cm}} = 4 \frac{\text{Pza}}{\text{ml}}$$

$$\text{Número de ladrillos en 1 ml Vertical} = \frac{100\text{cm}}{14\text{cm}} = 7,14 \frac{\text{Pza}}{\text{ml}}$$

$$\text{Número de ladrillos en 1 m}^2 \text{ de muro} = 4,7,14 = 28,56 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Volumen de ladrillo en 1 m}^2 \text{ de muro} = 18.12.24.28,56 = 148\ 055,04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen de mortero en 1 m}^2 \text{ de muro} &= 100.100.18 - 148\ 055,04 = 31\ 944,96 \\ \text{cm}^3/\text{m}^2 &= 0,0319 \text{ m}^3/\text{m}^2 \end{aligned}$$

Se sabe por laboratorio que 1 ladrillo pesa = 4,5 kp, el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kp/m<sup>3</sup>, también se sabe que para el revoque exterior de cemento se tiene = 20 kp/m<sup>2</sup>.cm y para el revoque interior de yeso se tiene = 12 kp/m<sup>2</sup>.cm, por lo que el peso de muro por m<sup>2</sup> es:

$$28,56 \frac{Pza}{m^2} 4,5 \frac{Kp}{Pza} + 20 \frac{kp}{m^2 cm} 1cm + 12 \frac{kp}{m^2 cm} 1cm + 2100 \frac{kp}{m^3} 0,0319 \frac{m^3}{m^2} = 227,51 \frac{kp}{m^2}$$

Se adopta un peso de muro = 228 Kp/m<sup>2</sup> = **0,228 tn/m<sup>2</sup>**

Para cargar la estructura con esta carga, se procedió a calcular la carga lineal guiado por el plano arquitectónico tomando así una carga promedio que considera los espacios vacíos de ventanas y puertas.

#### **4.7.6.1 Altura equivalente para muros**

Se sabe que el muro de ladrillo no será uniforme, existirán huecos debidos a puertas y ventanas, las cuales deben ser tomadas en cuenta en el diseño, para lo cual se puede hacer uso de un artificio para calcular una altura equivalente del muro dado por la siguiente ecuación:

$$H = H_r - \sum A_v/L$$

Donde:

H = Altura equivalente del muro [m]

H<sub>r</sub> = Altura real del muro [m]

L = Longitud del muro [m]

A<sub>v</sub> = Área de vacíos (puertas y ventanas) [m<sup>2</sup>]

Se adjunta en el Anexo 5 Cargas Lineales de Muros, los cálculos realizados de este apartado.

#### 4.7.7 Diseño de losa con viguetas pretensadas

Para realizar este diseño se ha tenido en cuenta una sección de paño como se muestra en la Figura 4.12, para el siguiente cálculo se ha considerado un espacio entre viguetas de 50 cm.

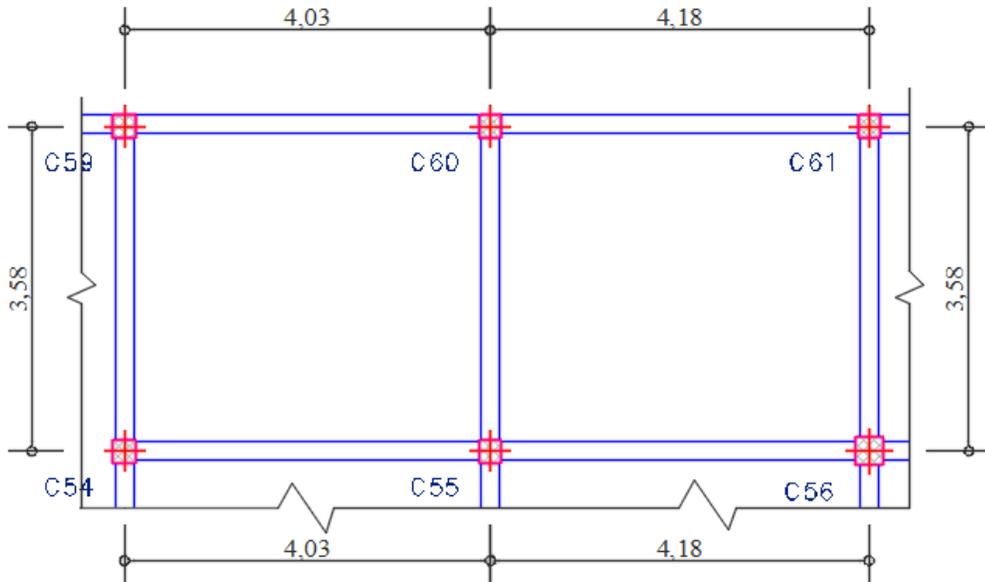


FIGURA 4.12 Planta del paño de losa alivianada unidireccional a diseñar

#### Cargas consideradas:

$$P_{pp}(\text{Peso Propio}) = 300[\text{Kg}/\text{m}^2]$$

$$S_{CV}(\text{Sobrecarga viva}) = 300 [\text{Kg}/\text{m}^2]$$

$$W_{CS} = (\text{Total carga muerta sobrepuesta}) = 150 [\text{Kg}/\text{m}^2]$$

#### Propiedades de los materiales de la losa vaciada en el lugar:

$$f_y(\text{Resistencia del acero}) = 2400[\text{Kg}/\text{cm}^2]$$

$$f'_{c \text{ Losa}}(\text{Resistencia del concreto de la losa}) = 210[\text{Kg}/\text{cm}^2]$$

$$\gamma_H(\text{Peso específico del concreto}) = 2400[\text{Kg}/\text{m}^3]$$

### Propiedades de los materiales del acero de preesfuerzo:

$$E(\text{Módulo de elasticidad del acero}) = 2077500 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f'_{c \text{ Vigueta}}(\text{Resistencia del concreto de la vigueta}) = 350.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{PU}(\text{Resistencia del acero de preesfuerzo}) = 18000.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{PI}(\text{Resistencia Inicial del acero de preesfuerzo}) = 12960.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{pe}(\text{Esfuerzo debido a la fuerza efectiva}) = 9720 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (considerando una eficiencia del 75\%)}$$

### Propiedades de la sección de la vigueta pretensada (T = 0):

$$e_p(\text{Excentricidad del acero de preesfuerzo}) = 1.34 \text{ [cm]}$$

$$C_{1P}(\text{Distancia a la fibra más alejada – superior}) = 7.05 \text{ [cm]}$$

$$C_{2P}(\text{Distancia a la fibra más alejada – inferior}) = 4.95 \text{ [cm]}$$

$$A_V(\text{Área de la vigueta pretensada}) = 81.16 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_V(\text{Inercia de la vigueta}) = 893.80 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$A_{PS}(\text{Área del acero de preesfuerzo}) = 0.77 \text{ [cm}^2\text{]} = 2\emptyset 5 + 3\emptyset 4$$

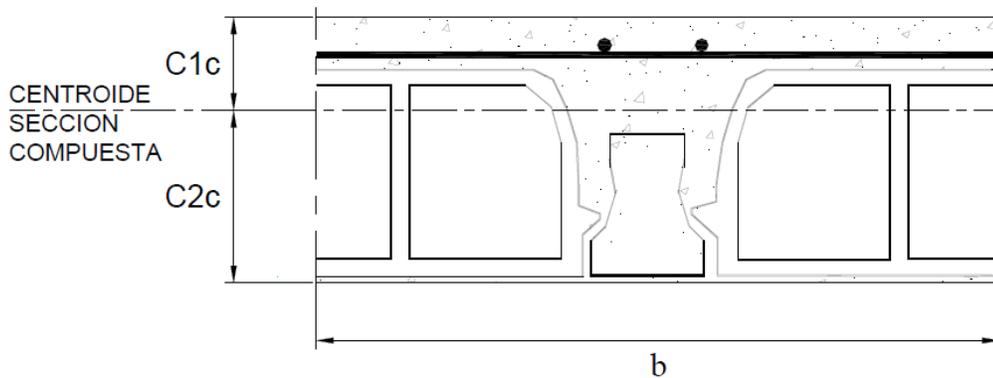


FIGURA 4.13 Sección de losa compuesta de viguetas prefabricadas

### Propiedades de la sección de la sección compuesta de la losa aligerada (T = ∞):

$$b(\text{Distancia entre viguetas}) = 50 \text{ [cm]}$$

$$d_p(\text{Peralte efectivo de la sección compuestas}) = 16.40 \text{ [cm]}$$

$$C_{1c}(\text{Distancia a la fibra más alejada – superior}) = 7.35 \text{ [cm]}$$

$$C_{2c}(\text{Distancia a la fibra más alejada – inferior}) = 12.65 \text{ [cm]}$$

$$A_{SC}(\text{Área de la vigueta pretensada compuesta}) = 331.17 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$I_{SC}(\text{Inercia de la vigueta compuesta}) = 8101.17 \text{ [cm}^4\text{]}$$

***Diseño según resistencia última:***

**Esfuerzo en el acero de preesfuerzo para la falla a flexión:**

Como:

$$f_{pe} \geq 0.50 \times f_{PU}$$

$$9720 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \geq 9000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para determinar el esfuerzo de falla de la losa compuesta,  $f_{PS}$ , se utilizan las propiedades de la sección formada por la vigueta y la losa vaciada en el lugar. Para el cálculo de la cuantía se considera un  $b = 50\text{cm}$ , ya que es parte de la sección que está sometida a los esfuerzos de compresión.

$$\rho_p = \frac{A_{PS}}{b \times d_p} = 0.009$$

$$f'_{CEq} = \frac{(A_V \times f'_c \text{ Vigueta}) + [(A_{SC} - A_V) \times f'_c \text{ Losa}]}{A_{SC}}$$

$$f'_{CEq} = \frac{(80.80 \times 350) + [(331.17 - 80.80) \times 210]}{331.17} = 244.16 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{PS} = f_{PU} \times \left[ 1 - \left( 0.5 \times \rho_p \times \frac{f_{PU}}{f'_{CEq}} \right) \right]$$

$$f_{PS} = 18000 \times \left[ 1 - \left( 0.5 \times 0.009 \times \frac{18000}{244.16} \right) \right] = 17999.33 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

**Límite de refuerzo:**

Para determinar el momento nominal es necesario saber si la estructura es subreforzada. Para ello se requiere calcular:

$$a = \frac{A_{PS} \times f_{PS}}{0.85 \times f'_{c \text{ Vigüeta}} \times b} = \frac{0.77 \times 17999.33}{0.85 \times 350 \times 50} = 0.93 \text{ [cm]}$$

Como:

$$\frac{0.85 \times a}{d_P} = \frac{0.85 \times 0.93}{16.40} = 0.05 \quad \text{y} \quad 0.36 \times \beta_1 = 0.29$$

(Donde para un concreto de 350 Kg/cm<sup>2</sup>  $\beta_1 = 0.80$ )

Entonces se cumple:

$\frac{0.85 \times a}{d_P} \leq (0.36 \times \beta_1)$  Por lo que se puede afirmar que la vigueta es subreforzada y se pueden emplear las fórmulas para calcular la resistencia nominal a la flexión.

### Resistencia nominal a la flexión:

$$M_n = A_{PS} \times f_{PS} \times \left( d_P - \frac{a}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_n = 0.77 \times 17999.33 \times \left( 16.40 - \frac{0.93}{2} \right) \times 10^{-2} = 2208.51 \text{ [Kg} \cdot \text{m]}$$

$$\phi M_n = 0.90 \times 2208.51 = 1987.66 \text{ [Kg} \cdot \text{m]}$$

### Momento de agrietamiento:

Se procede a calcular el momento para el cual aparecen las primeras grietas, donde  $f_r$  es el módulo de rotura:

$$f_r = 2 \sqrt{f'_{CEq}} = 2 \sqrt{244.16} = 31.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$P_e = f_{pe} \times A_{PS} = 9720 \times 0.77 = 7481.39 \text{ [Kg]}$$

$$M_{agr} = \left[ \left[ P_e \times e_P \left( \frac{C_{2P} \times I_{SC}}{C_{2C} \times I_V} \right) \right] + \left( \frac{P_e \times I_{SC}}{C_{2C} \times A_V} \right) + \left( \frac{f_r \times I_{SC}}{C_{2C}} \right) \right] \times 10^{-2}$$

$$\text{Magr} = \left[ \left[ 7484.40 \times 2.75 \left( \frac{4.95 \times 8101.17}{12.65 \times 1132.30} \right) \right] + \left( \frac{7484.40 \times 8101.17}{12.65 \times 80.80} \right) + \left( \frac{31.25 \times 8101.17}{12.65} \right) \right] \times 10^{-2}$$

$$= [57622.30 + 59320.23 + 20012.77] \times 10^{-2}$$

$$\text{Magr} = 1369.56 [\text{Kg} \cdot \text{cm}]$$

## Análisis de las Pérdidas

### Pérdida Instantánea:      Pérdida por Acortamiento Elástico del Hormigón

Datos:

$$A_v = 81.16 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área de la sección de la vigueta.}$$

$$I_v = 893.80 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Inercia de la Vigueta.}$$

$$M_o = 3843.93 \quad [\text{Kg-cm}] \quad \text{Momento debido al peso propio.}$$

$$e_v = 1.34 \quad [\text{cm}] \quad \text{Excentricidad del tendón.}$$

$$P_j = 9975.18 \quad [\text{Kg}] \quad \text{Fuerza de pretensado inicial.}$$

Radio de giro:

$$r^2 = \frac{I_v}{A_v} \quad r^2 = 11.01 \quad [\text{cm}^2]$$

$$P_i = 0,90 \cdot P_j \quad P_i = 8977.67 \quad [\text{Kg}]$$

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_v} \cdot \left( 1 + \frac{e_v^2}{r^2} \right) + \frac{M_o \cdot e_v}{I_v} \quad f_{cs} = -122.89 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$f_{ci} = 350.00 \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad \text{Resistencia del concreto de la vigueta.}$$

$$f_{cvi} = 315.00 \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad \text{Resistencia del concreto en la transferencia (3días 90\%)}$$

$$E_p = 2077500.00 \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad \text{Módulo elástico del tendón.}$$

$$E_T = 12960.00 \quad [\text{Kg/cm}^2] \quad \text{Esfuerzo de tesado del acero.}$$

$$E_{ci} = 15000 \sqrt{f_{cvi}} \quad E_{ci} = 266223.60 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$\eta = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad \eta = 7.80$$

$$PAE = \eta \cdot f_{cs}$$

$$PAE = 958.98 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\%PAE = \frac{PAE}{ET} \cdot 100$$

$$\%PAE = 7.40 \text{ [%]}$$

### **Pérdida Diferida: Pérdida por Flujo Plástico del Hormigón**

Datos:

ET = 12960.00 [Kg/cm<sup>2</sup>] Esfuerzo de tesado del acero.

PAE = 958.98 [Kg/cm<sup>2</sup>] Pérdida por acortamiento elástico del hormigón.

As = 0.77 [cm<sup>2</sup>] Área de la Armadura activa.

Av = 81.16 [cm<sup>2</sup>] Área de la sección de la vigueta.

Iv = 893.80 [cm<sup>4</sup>] Inercia de la Vigueta.

Mo = 3843.93 [Kg-cm] Momento debido al peso propio.

Mscm = 20326.80 [Kg-cm] Momento debido a las cargas muertas sobreimpuestas.

Wlp = 13650.50 [Kg-cm] Momento debido a la carga viva permanente.

ev = 1.34 [cm] Excentricidad del tendón.

r<sup>2</sup> = 11.01 [cm<sup>2</sup>] Radio de giro.

$$f_{cs} = -\frac{0,90 \cdot P_i}{A_v} \cdot \left(1 + \frac{e_v^2}{r^2}\right) + \frac{M_o \cdot e}{I_v} + \frac{(M_{scm} + M_{pl}) \cdot e_v}{I_v} \quad f_{cs} = -62.43 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

donde:

$$f_{pi} = ET - PAE$$

$$f_{pi} = 12001.02 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$P_i = f_{pi} \cdot A_s$$

$$P_i = 9237.07 \text{ [Kg]}$$

fci = 350.00 [Kg/cm<sup>2</sup>] Resistencia del concreto de la vigueta.

Ep = 2077500.00 [Kg/cm<sup>2</sup>] Módulo elástico del tendón.

$$E_c = 15000\sqrt{f_{ci}}$$

$$E_c = 280624.30 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\eta = \frac{E_p}{E_c}$$

$$\eta = 7.40$$

Coeficiente de flujo plástico:

$$\varepsilon_{ci} = 0.28 \quad \text{Deformación elástica inicial.}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.13 \quad \text{Deformación adicional con el tiempo.}$$

$$Cu = \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cu}} \quad Cu = 2.15$$

$$PFP = 995.47 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$PFP = Cu \cdot \eta \cdot f_{cs}$$

$$\%PFP = \frac{PFP}{ET} \cdot 100 \quad \%PFP = 7.68 \text{ [%]}$$

### **Pérdida Diferida: Pérdida por Relajamiento del Acero:**

Considerando un plazo de: 3 [años]

$$t = 26280.00 \text{ [hrs]}$$

Considerando el valor típico para fpy:

$$f_{pu} = 18000.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{py} = 0,9 \cdot f_{pu}$$

$$f_{py} = 15210 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Sabiendo que:

$$ET = 12960.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{pi} = 12001.02 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$PRA = f_{pi} \cdot \frac{\log(t)}{10} \cdot \left( \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right)$$

$$PRA = 1267.77 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\%PRA = \frac{PRA}{ET} \cdot 100$$

$$\%PRA = 9.78 \text{ [%]}$$

Finalmente se tiene que el valor total de las pérdidas es:

$$\text{Pérdidas Totales} = 24.86 \text{ [%]}$$

Por lo tanto la Fuerza de Pretensado Efectiva es:

$$Pe = 7495.07 \text{ [Kg]}$$

### **Análisis de los esfuerzos admisibles en la pieza de hormigón pretensada:**

A continuación se realiza el análisis por resistencia última, se calcula el valor de la carga última de diseño que equivale a la suma de diversas cargas en la losa, afectadas por los coeficientes de mayoración de cargas de 1.60 para carga viva y 1.60 para carga muerta.

**Tabla 4.1 Cargas de Servicio Amplificadas**

	Vigueta	Losa Superior	Aligerante	Piso terminado	Tabiquería	Carga viva
W (Kg/m)	17.61	62.40	0.67	19.00	12.00	125.00

Los momentos actuantes se determinarán como la suma de tres etapas, la primera ocurre cuando la vigueta soporta su peso propio, el peso de la losa superior vaciada en el lugar y del elemento Aligerante. Como se considerarán apoyos temporales, los esfuerzos deben ser calculados teniendo en cuenta la nueva situación de apoyos. La segunda etapa es después de quitar los apoyos es decir, cuando el concreto ha endurecido, al retirar los apoyos temporales se genera un momento debido al apuntalamiento que existió. La tercera etapa se produce cuando la sección compuesta soporta cargas muertas sobreimpuestas como el peso del piso terminado y la tabiquería, así como las cargas vivas que se le imponga.

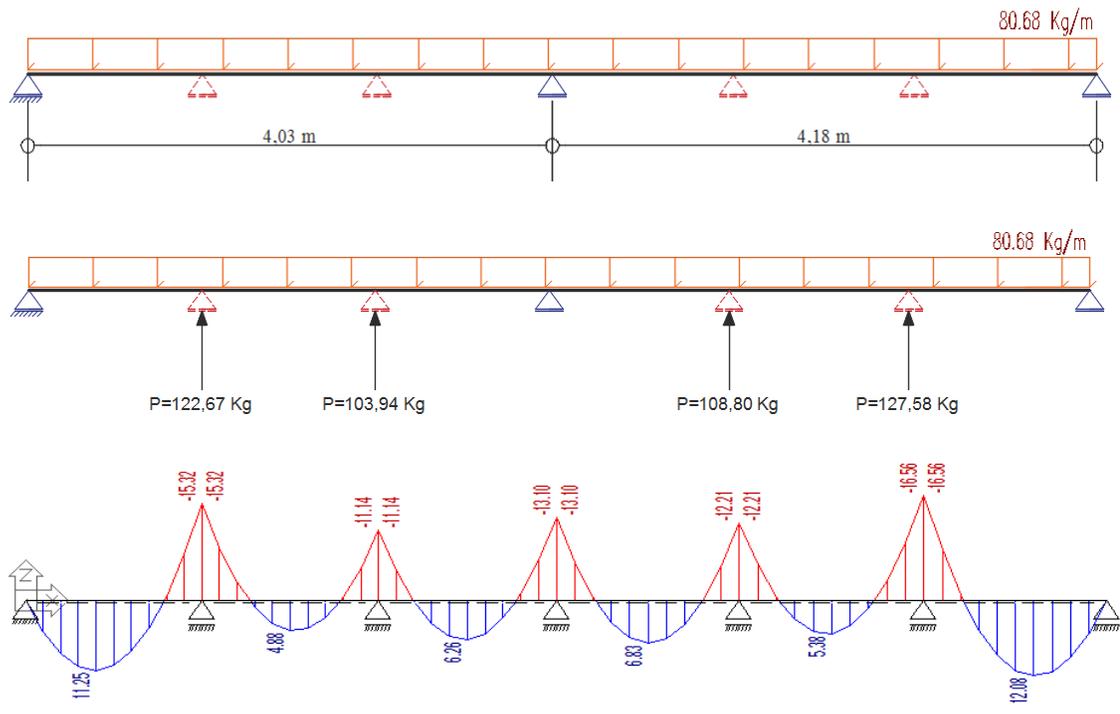
En la Figura 4.14 a) y 4.14 b) se muestra la primera etapa de la vigueta con momentos antes y después de quitar los apoyos (cuando el concreto esté endurecido).

Para la FIGURA 4.14 a) la carga distribuida es:

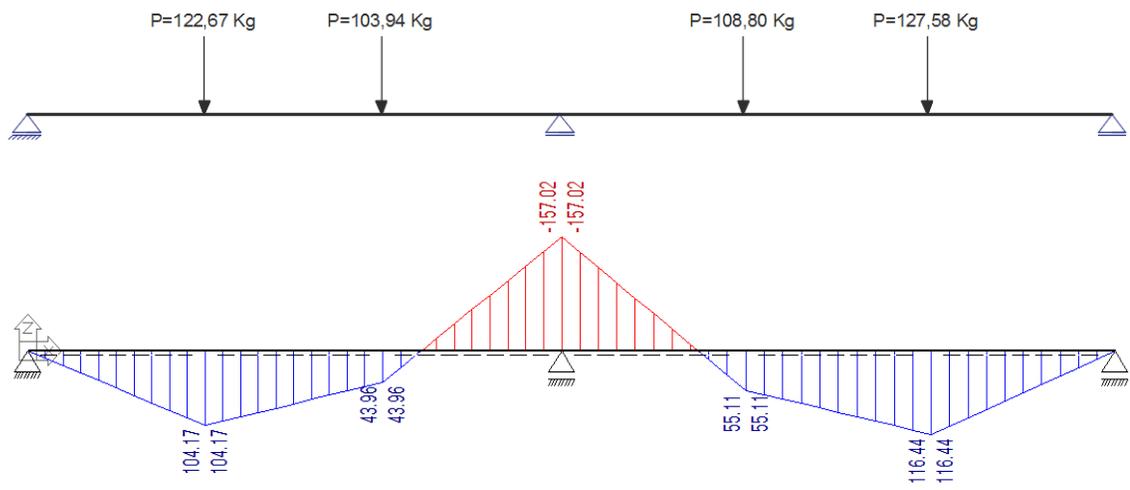
$$W = W_V + W_L + W_{ALIG} = 80.68 \text{ Kg/m}$$

Mientras que en la FIGURA 4.15 La carga está dada por:

$$W_U = W_{PT} + W_T + W_{CV} = 248.00 \text{ Kg/m}$$

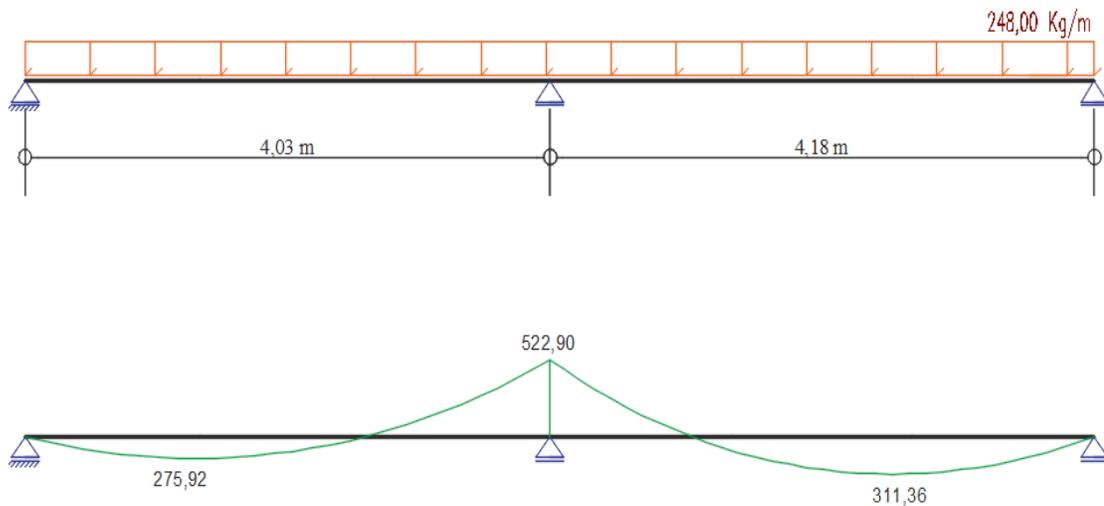


a)



b)

**FIGURA 4.14 Momento generado por el despuntamiento de los apoyos de temporales ubicados a  $L/3$  y  $2L/3$ .**



**FIGURA 4.15 Momento generado por las cargas muertas sobreimpuestas y la carga viva.**

En la anterior figura se muestra la segunda etapa que origina los momentos que resistirá la sección compuesta.

Al sumar los dos momentos de la FIGURA 4.14 y 4.15 se tiene un **Mu** equivalente a 439.52 [Kg · m], que es menor al **Mn** equivalente a 1987.66 [Kg · m].

**Diseño según esfuerzos admisibles:**

Para el análisis elástico es necesario analizar los esfuerzos originados por las cargas en las distintas etapas de servicio de la vigueta. La sección que se analizará corresponde a la parte central de la luz, debido a que en esta ocurren los máximos momentos.

### **Esfuerzos después de la transferencia:**

Se considera a la viga pretensada como simplemente apoyada, sometida a esfuerzos originados por la aplicación de la fuerza inicial de preesfuerzo,  $P_1$ , y al peso de la viga.

**Tabla 4.2 Esfuerzos que originan la aplicación de la fuerza de preesfuerzo de la viga.**

Esfuerzos	$P_1/A_V$	$P_1 \cdot e \cdot C_p/I_V$	$M_V \cdot C_p/I_V$	Total
$f_1$ : Arriba [ $\text{Kg/cm}^2$ ]	122.91	-105.43	30.32	47.79
$f_2$ : Abajo [ $\text{Kg/cm}^2$ ]	122.91	74.03	-21.29	175.65

Considerando que los esfuerzos en el concreto después de la transferencia son:

En:  $t = 0$

*Esfuerzo en la fibra extrema comprimida:*

$$\sigma \geq 0$$

*Esfuerzo en la fibra extrema traccionada:*

$$\sigma \leq 0.60 \cdot f_{cki} = 189.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Sabiendo que:  $f_{cki} = 0.90 \cdot f_{ckj} = 0.90 \cdot 35 = 31.5 \text{ [MPa]} = 315.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$

### **Esfuerzo durante el vaciado de concreto:**

Se considera el uso de apuntalamientos ubicados a  $L/3$  y  $2L/3$ , por lo tanto, el momento será calculado teniendo en cuenta la nueva condición de apoyo. Las cargas muertas actuantes durante esta etapa, además del peso propio de la viga, son: peso propio de la capa de compresión vaciada en el lugar, el peso del aligerante; además se debe considerar una sobrecarga de trabajo.

Estas cargas originan los momentos  $M_L$ ,  $M_{ALIG}$ ,  $M_{CT}$ , respectivamente, cuyos valores se observan en la Tabla 3.7. Para el cálculo de estos momentos se consideró una viga de tres tramos donde la luz de cada tramo equivale a  $L/3$ .

**Tabla 4.3 Valores de momentos generados por la colocación del elemento aligerante y el vaciado de concreto en una losa de 4.18m**

	Vigueta	Losa Superior	Aligerante	Sobrecarga de trabajo
W [Kg/m]	17.60	62.40	0.67	125.00
M [Kg·m]	38.44	136.28	1.46	273.01

**Tabla 4.4 Valores de los esfuerzos en las fibras superiores e inferiores después del vaciado de concreto**

Esfuerzos	$P_e/A_V$	$P_e \cdot e \cdot C_p/I_V$	$M_V \cdot C_p/I_V$	$M_L \cdot C_p/I_V$
$f_1$ : Arriba [Kg/cm <sup>2</sup> ]	92.35	-79.22	30.32	107.50
$f_2$ : Abajo [Kg/cm <sup>2</sup> ]	92.35	55.62	-21.29	-75.48
Esfuerzos	$M_{ALIG} \cdot C_p/I_V$	$M_{CT} \cdot C_p/I_V$	Total	
$f_1$ : Arriba [Kg/cm <sup>2</sup> ]	1.15	215.34	367.44	
$f_2$ : Abajo [Kg/cm <sup>2</sup> ]	-0.81	-151.20	-100.80	

Considerando que los esfuerzos en el concreto después de la transferencia son:

En:  $t = 0$

Esfuerzo en la fibra extrema comprimida:

$$\sigma \geq 0$$

Esfuerzo en la fibra extrema traccionada:

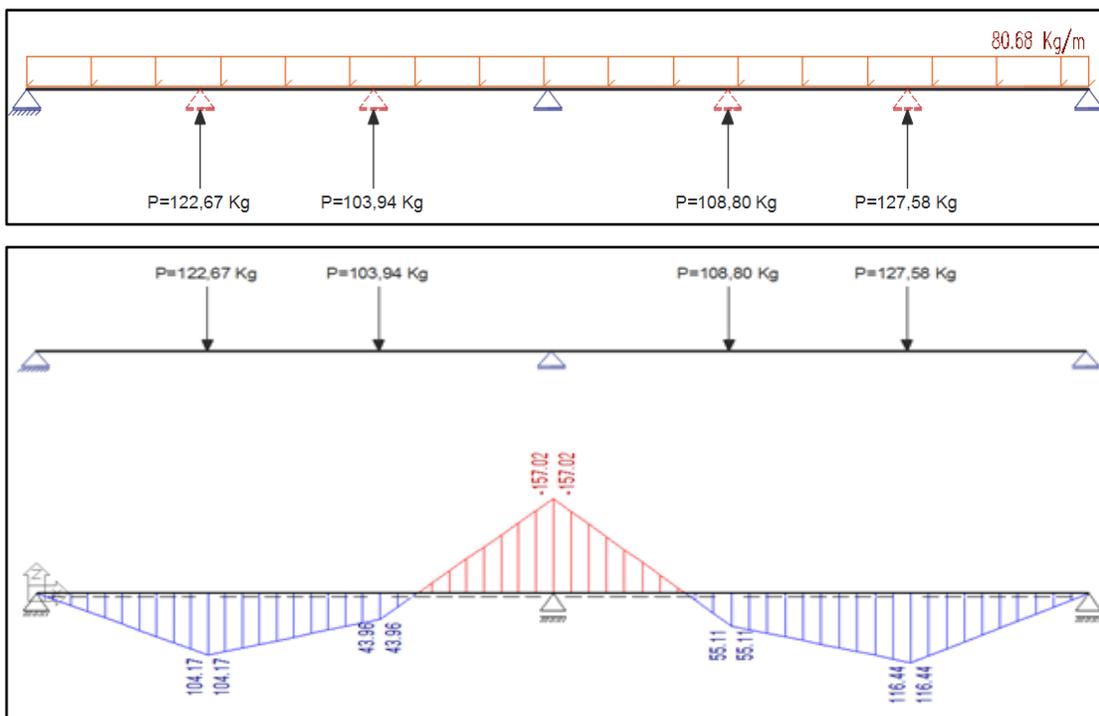
$$\sigma \leq 0.60 \cdot f_{cki} = 189.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Sabiendo que:  $f_{cki} = 0.90 \cdot f_{ckj} = 0.90 \cdot 35 = 31.5 \text{ [MPa]} = 315.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$

### Esfuerzos instantes después de retirar los apoyos:

Antes de quitar los apoyos se tiene la situación antes descrita. Al momento que se retiran los apoyos, la losa superior ha endurecido y funciona como una sección compuesta junto con la vigueta pretensada. Por esto, a los esfuerzos antes determinados se le suma el esfuerzo generado por las fuerzas puntuales. Las fuerzas puntuales que generan momentos son originadas al momento de retirar los apoyos intermedios considerados para el vaciado del concreto y equivalen al valor de la reacción en el apoyo cuando la vigueta está sometida a su peso propio, al peso del concreto *in situ* y del elemento aligerante según se muestra en la Figura 4.16.

$$W = W_V + W_L + W_{ALIG} = 80.68 \text{ Kg/m}$$



**FIGURA 4.16** Esfuerzos instantes después de retirar los apoyos

Para calcular el momento generado por el apuntalamiento se considera una viga de dos luces con fuerzas puntuales,  $P_1$  y  $P_2$  ubicadas a  $L_{1-2}/3$  y  $2L_{1-2}/3$  como se muestra en la Figura 4.16.

El valor de las reacciones y momentos que genera el apuntalamiento temporal se muestra en la Tabla 3.9. En la Tabla 3.10 observamos el resumen de los esfuerzos actuantes en la vigueta pretensada, los cuales están dentro de los esfuerzos admisibles.

**Tabla 4.5 Valores de reacciones y momentos originados por los apoyos temporales**

	1er Apoyo temporal	2do Apoyo temporal
Reacción [Kg]	127.58	108.80
Momento [Kg·m]	116.44	55.11

Para el cálculo del esfuerzo actuante se considera el momento a L/2 originado al quitar el apuntalamiento:

$$M_{L/2} = 85.55 \text{ [Kg} \cdot \text{m]}$$

$$M_{L/2} = 8555.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

**Tabla 4.6 Valores de los esfuerzos en las fibras superiores e inferiores después de quitar los apoyos temporales del vaciado**

Esfuerzos	Viene	$M_{APUNT} \cdot C_c / I_{SC}$
$f_1$ : Arriba [Kg/cm <sup>2</sup> ]	367.44	7.67
$f_2$ : Abajo [Kg/cm <sup>2</sup> ]	-100.80	-13.36

**Esfuerzo como sección compuesta:**

Para las cargas originadas por el piso terminado, tabiquería, cargas vivas y el momento originado por las cargas que resultan al terminar el apuntalamiento, se considera a la vigueta según la condición real de apoyo (dos luces).

En la siguiente tabla se indican los valores de las cargas por metro lineal así como el momento que originan, el que ha sido calculado como una viga continua de dos tramos.

**Tabla 4.7 Valores de las cargas y momentos**

	Piso Terminado	Tabiquería	Carga viva
W [Kg/m]	19.00	12.00	125.00
M [Kg·m]	39.31	26.21	273.01

Finalmente a continuación se muestran los esfuerzos a los que la vigueta pretensada se encuentra sometida:

**Tabla 4.8 Esfuerzos en las fibras superiores e inferiores cuando la vigueta está sometida a todas las cargas de servicio.**

Esfuerzos [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Fibra superior	Fibra inferior
$P_e / A_V$	92,35	92,35
$P_e \cdot e \cdot C_p / I_V$	-79,22	55,62
$M_V \cdot C_p / I_V$	30,32	-21,29
$M_L \cdot C_p / I_V$	107,50	-75,48
$M_{ALIG} \cdot C_p / I_V$	1,15	-0,81
$M_{APUNT} \cdot C_c / I_{SC}$	7,76	-13,36
$M_{PT} \cdot C_c / I_{SC}$	3,57	-6,14
$M_{TM} \cdot C_c / I_{SC}$	2,38	-4,09
$M_{CV} \cdot C_c / I_{SC}$	24,77	-42,63
<b>TOTAL</b>	<b>190,58</b>	<b>-15,82</b>

Verificando en:  $t = \infty$  Se cumplen las condiciones de esfuerzos admisibles.

Esfuerzo en la fibra extrema a compresión:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ckj} = 0.60 \cdot 350 = 21 \text{ [MPa]} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Cumple ... !!!}$$

Esfuerzo en la fibra extrema en tracción:

$$\sigma_t \leq f_{ctk} = 22.47 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Cumple ... !!!}$$

Sabiendo que:

$$f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 0.70 \cdot 0.30 \cdot 35^{\frac{2}{3}} = 2.25 \text{ [MPa]} = 22.47 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Donde:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ctk}^{\frac{2}{3}} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{ctm} = 0.50 \cdot f_{ctk}^{\frac{1}{2}} \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

### **Deflexiones:**

El cálculo fue realizado utilizando ecuaciones de la estática como si la viga fuera simplemente apoyada (situación que origina las mayores deflexiones).

Por tratarse de tendón recto:

Si:

$$L = 4.18 \text{ [m]} = 418.00 \text{ [cm]}$$

$$E_V = 15000 \sqrt{f_{ci}} = 280624.30 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\Delta P_1 = \frac{P_i \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_V \cdot I_V} = 1.16 \text{ [cm]}$$

$$\Delta P_e = \frac{\Delta P_1 \cdot P_e}{P_i} = 0.87 \text{ [cm]}$$

Sabiendo que la carga tanto por peso propio, como cargas vivas y muertas, es uniformemente distribuida, se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{W \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Teniendo así:

$$\Delta_0 = 0.28 \text{ [cm]}$$

$$\Delta_d = 0.20 \text{ [cm]}$$

$$\Delta_l = 0.22 \text{ [cm]}$$

Para esto se tomará en cuenta la deflexión permitida igual a:

$$\Delta_{\text{permitida}} = \frac{L}{360}$$

**Tabla 4.9 Valores del coeficiente de flujo plástico del hormigón**

<i>Resistencia a la compresión (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Coeficiente de flujo plástico, Cc</i>
210	3.1
280	2.9
420	2.4
560	2.0

Por lo que para un hormigón de 350 [Kg/cm<sup>2</sup>] le corresponde un:  $C_c = 2.60$

$$|\Delta_t| = -\Delta P_e - \frac{\Delta P_i + \Delta P_e}{2} \cdot C_c + [(\Delta_o + \Delta_d + \Delta_l) \cdot (1 + C_c)] + 0,6 \cdot \Delta_l$$

Por lo que calculando la deflexión total, la cual será:

$$|\Delta_t| = 0.90 \text{ [cm]}$$

Realizando la verificación:

$$\Delta_{\text{permitida}} = \frac{L}{360} = 1.16 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto:

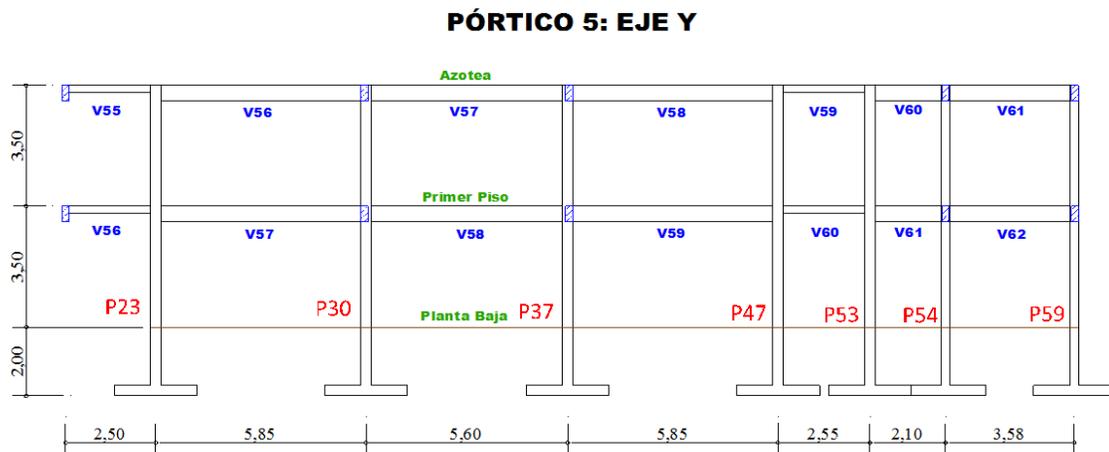
$$\Delta_t \leq \Delta_{\text{permitida}} \quad \text{Cumple...!!!}$$

## 4.7.8 Cálculo de Vigas de Hormigón Armado

### 4.7.8.1 Análisis a Flexión de Vigas de Hormigón Armado

En el diseño de estos elementos, se utilizó todos los criterios y recomendaciones expuestos en el capítulo 3.12.2, diseñando con ellos los aspectos generales que definen una viga común, como proceder al dimensionamiento, el armado longitudinal y el armado transversal asiendo cumplir las condiciones de seguridad, confort y economía.

A continuación se presenta un cálculo manual de vigas a partir del pórtico más solicitado de la estructura, diseñando así vigas descolgadas rectangulares sobre la planta baja:



**FIGURA 4.17 Pórtico más crítico de la estructura**

El peralte de las vigas se determinó de la siguiente manera:

$$H = L/12$$

Adoptando un peralte uniformizado en toda la estructura de 45 cm.

Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V56**

**“Momento Negativo”**

**Datos:**

$$X_X = 0.35 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$X_X = 35000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{ck} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 35000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0059$$

$$0.0059 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.0310$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 1.23 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

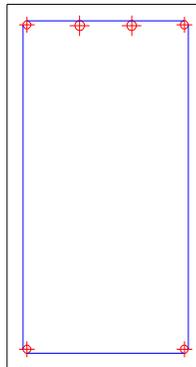
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 12 = 3.83 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V56**

**“Momento Positivo”**

**Datos:**

$$M_x = 4.97 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 497000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 497000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0843$$

$$0.0843 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.089$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 3.54 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

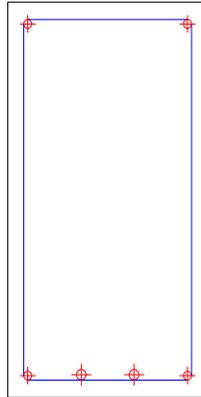
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 12 = 3.83 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V56 – V57**

**“Momento Negativo”**

**Datos:**

$$M_x = 7.40 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 740000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 740000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.125$$

$$0.125 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.137$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 5.45 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

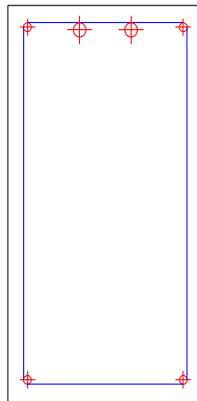
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 5.45 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 16 = 5.59 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V57**

**“Momento Positivo”**

**Datos:**

$$M_x = 4.95 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 4950000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 4950000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.084$$

$$0.084 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.089$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 3.54 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

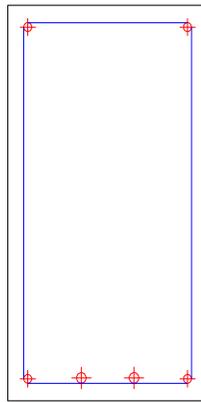
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 12 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 12 + 2\emptyset 12 = 4.52 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V57 – V58**

**“Momento Negativo”**

**Datos:**

$$M_x = 10.38 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 1038000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.250 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 1038000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.176$$

$$0.176 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.20$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 7.95 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

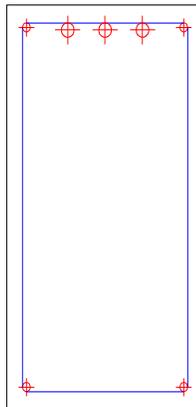
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 7.95 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 12 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 12 + 3\emptyset 16 = 8.29 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V58**

**“Momento Positivo”**

**Datos:**

$$M_x = 9.37 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 937000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 937000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.159$$

$$0.159 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.177$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 7.04 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

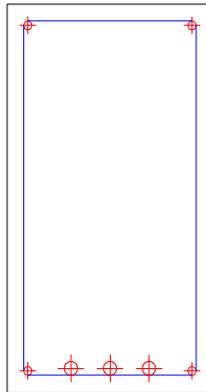
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 7.04 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 16 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 16 + 3\emptyset 12 = 7.41 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V58 – V59**

**“Momento Negativo”**

**Datos:**

$$M_x = 10.93 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 1093000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 1093000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1853$$

$$0.1853 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.203$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 8.07 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

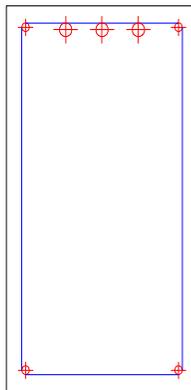
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 8.07 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 12 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 12 + 3\emptyset 16 = 8.29 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V59**

**“Momento Positivo”**

**Datos:**

$$M_x = 5.04 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 504000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 504000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0854$$

$$0.0854 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.0966$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 3.84 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

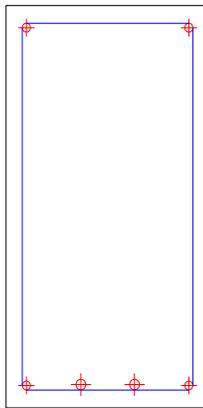
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 3.84 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 12 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 12 + 2\emptyset 12 = 4.52 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V59 – V60**

**“Momento Negativo”**

**Datos:**

$$M_x = 6.87 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 687000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 687000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1165$$

$$0.1165 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.126$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 5.01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

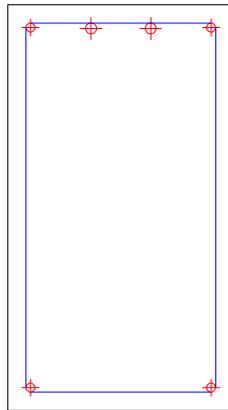
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 5.01 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 16 = 5.59 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V60**

**“Momento Positivo”**

**Datos:**

$$M_x = 3.60 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 360000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 25.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 360000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.061$$

$$0.061 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.064$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 2.54 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

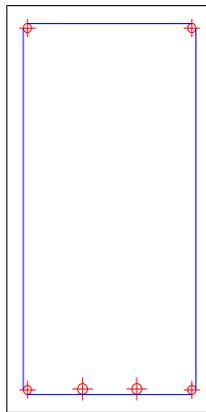
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 12 = 3.83 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V60 – V61**

**“Momento Negativo”**

**Datos:**

$$M_x = 4.83 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 483000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 20.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.250 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 483000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1023$$

$$0.1023 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.12$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 3.82 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 2.97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

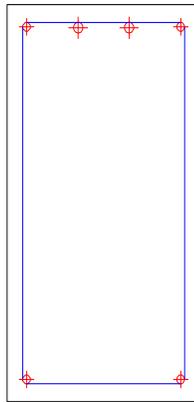
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 3.82 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 16 = 5.59 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V61**

**“Momento Negativo en Centro Luz”**

**Datos:**

$$M_x = 0.257 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 25000.000 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 20.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 25000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0053$$

$$0.0053 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.031$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 0.99 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 2.97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

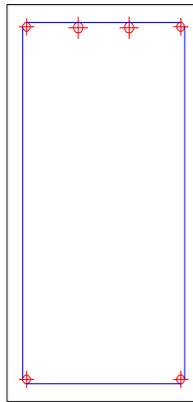
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 2.97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 12 = 3.83 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V61 – V62**

**“Momento Negativo”**

**Datos:**

$$M_x = 5.54 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 554000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 20.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 554000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1174$$

$$0.1174 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.127$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 4.04 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 2.97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

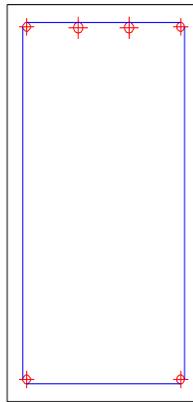
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 4.04 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 62 = 5.59 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V62**

**“Momento Positivo”**

**Datos:**

$$M_x = 6.58 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 658000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 20.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 658000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1394$$

$$0.1394 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.153$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 4.86 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 2.97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

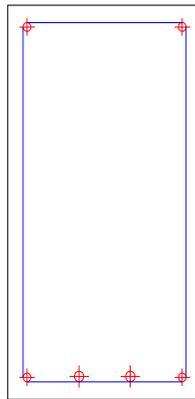
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 4.86 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 16 = 5.59 \text{ [cm}^2\text{]}$$



Analizando en la Planta Baja:

**Viga: V62**

**“Momento Negativo”**

**Datos:**

$$M_x = 2.47 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_x = 247000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$h = 45.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$b = 20.00 \text{ [cm]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$r = 2.00 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de la altura útil:**

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

$$d = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ [cm]}$$

### **Cálculo de $f_{cd}$ :**

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

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo de $f_{yd}$ :**

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

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del momento de cálculo:**

El momento obtenido del software ya se encuentra mayorado por 1.70

$$M_d = 247000.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo del momento reducido de cálculo:**

$$\mu d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0523$$

$$0.0523 \leq 0.332 \quad \text{Cumple ... !!!}$$

**0.0032** es el valor mínimo del momento reducido de cálculo para un acero AH 400 N.

De la Tabla 14.3 del Libro de Jiménez Montoya se obtiene  $\omega$  (cuantía de armadura):

$$\omega = 0.054$$

### **Cálculo de la cantidad de armadura:**

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

$$A_s = 1.72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### **Cálculo del área mínima sugerido por la Norma:**

$$A_{s_{\min}} = \alpha \cdot b \cdot h$$

$$A_{s_{\min}} = 2.97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donde la cuantía mínima para vigas de hormigón armado:

$$\alpha = 0.0033$$

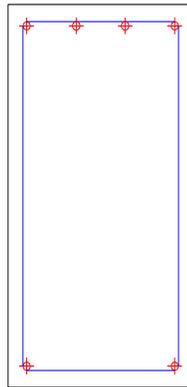
**Finalmente la armadura adoptada será la mayor:**

$$A_s = 2.97 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetros Comerciales	Áreas [cm <sup>2</sup> ]
10	0.785
12	1.130
16	2.010

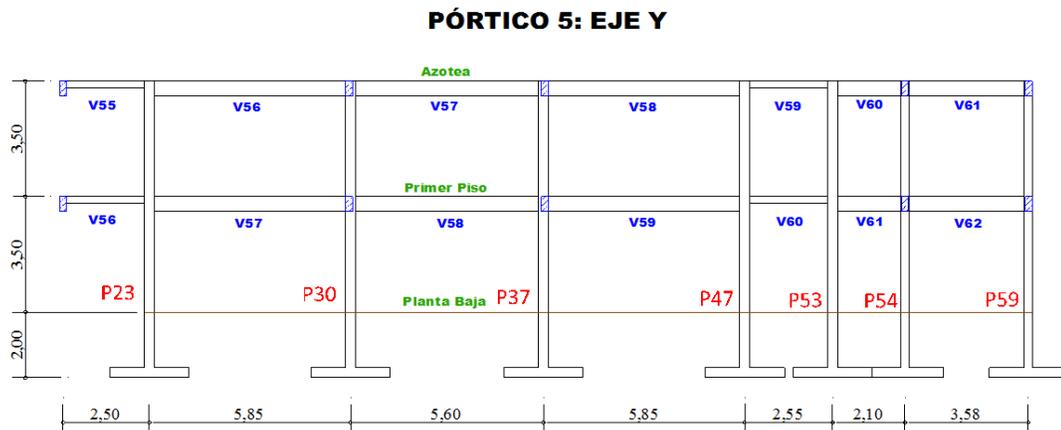
Se tomarán barras de 10 mm para asegurar los bordes, disponiendo:

$$2\emptyset 10 + 2\emptyset 10 = 3.14 \text{ [cm}^2\text{]}$$



#### 4.7.8.2 Análisis a Cortante de Vigas de Hormigón Armado

Se realiza el cálculo manual de la Viga 59, ubicada entre los pilares 37 y 47 sobre la planta baja y presenta las siguientes características:



Datos:

$$b_w = 25.00 \text{ cm}$$

$$h = 45.00 \text{ cm}$$

$$\text{Canto útil: } d = h - r - \frac{\phi}{2} = 45 - 2 - \frac{1.2}{2} = 42.40 \text{ cm}$$

$$\text{Resistencia característica del hormigón: } f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Resistencia característica del acero: } f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de minoración de resistencia:

$$\text{Para el hormigón: } \gamma_c = 1.60 \quad \text{Control Normal}$$

$$\text{Para el acero: } \gamma_s = 1.20 \quad \text{Control Normal}$$

$$\text{Resistencia de cálculo del hormigón: } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 131.25 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia de cálculo del acero: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 3500.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Fuerza Cortante de cálculo máxima: } V_d = 10307.65 \text{ Kg}$$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0.50 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.50 \times \sqrt{131.25} = 5.73 \left[ \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = f_{vd} \times b_w \times d = 5.73 \times 25 \times 42.40 = 6073.80 \text{ [Kg]}$$

Verificando:

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$10307.65 \text{ Kg} \leq 6073.80 \text{ Kg} \quad \text{No cumple...!!!}$$

Por lo tanto se requiere de armadura transversal:

Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón:

$$V_{ou} = 0.30 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.30 \times 131.25 \times 25 \times 42.40 = 41737.50 \text{ [Kg]}$$

Verificando:

$$V_{cu} \leq V_d \leq V_{ou}$$

$$6073.80 \text{ [Kg]} \leq 10307.65 \text{ [Kg]} \leq 41737.50 \text{ [Kg]} \quad \text{Si Cumple...!!!}$$

Contribución de la armadura transversal del alma, a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 10307.65 - 6073.80 = 4233.85 \text{ [Kg]}$$

Armadura transversal requerida:

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}} = \frac{4233.85 \times 100}{0.90 \times 42.40 \times 3500.00} = 3.17 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal mínima:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.02 \times b_w \times 100 \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.02 \times 25 \times 100 \times 131.25}{3500.00} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Distribución de la armadura transversal en la viga:

Espaciamiento para un estribo de dos piernas:

$$\emptyset 6\text{mm} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{S}{\frac{A_s}{A\emptyset \times 2}} = \frac{100}{\frac{3.17}{0.283 \times 2}} = 17.84 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm/m}$$

En el Anexo 6 Resumen de Dimensionamiento y Armadura en Vigas se adjunta el Resumen de Armaduras en las vigas de toda la estructura.

### 4.7.8.3 Diseño de Empalmes de barras de Armaduras Negativas

Se realiza a continuación el diseño en el nivel de la Primer Piso para la viga ubicada entre C29 y C36.

Datos:

$f_{ck} = 210$  [Kg/cm<sup>2</sup>] Resistencia característica del hormigón.

$F_{yk} = 4200$  [Kg/cm<sup>2</sup>] Resistencia característica del acero.

$B = 20.00$  [cm] Base de la sección de hormigón armado.

$H = 45.00$  [cm] Altura de la sección de hormigón armado.

$\emptyset = 1.00$  [cm] Diámetro de las barras a empalmar.

As calculada = 6.39 [cm<sup>2</sup>]

As real = 7.85 [cm<sup>2</sup>]

Porcentaje de barras empalmadas en la sección = 33.33 [%]

Coefficiente de minoración de resistencia:

Para el hormigón:  $\gamma_c = 1.60$  Control Normal

Para el acero:  $\gamma_s = 1.20$  Control Normal

Resistencia de cálculo del hormigón:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 131.25 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Resistencia de cálculo del acero:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 3500.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Tensiones en región de mala adherencia:

$$\tau_{bu} = 0,90 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad [\text{Kg}/\text{cm}^2] \quad T_{bu} = 10.31 [\text{Kg}/\text{cm}^2]$$

$$\tau'_{bu} = \frac{2}{3} \cdot \tau_{bu}$$

$$\tau_{bu} = 15.50 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Longitud de anclaje (para región de mala adherencia):

$$l_{b1} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau'_{bu}}$$

$$l_{b1} = 56.47 \text{ [cm]}$$

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{AS_{calculada}}{AS_{real}}$$

$$l_b = 46.00 \text{ [cm]}$$

Condición de la Norma:

$$l_b \geq \begin{cases} 0,30 \cdot l_{b1} & 16.94 \text{ [cm]} & \text{Cumple ... !!!} \\ 10 \cdot \phi & 10.00 \text{ [cm]} & \text{Cumple ... !!!} \\ 15 \text{ [cm]} & 15.00 \text{ [cm]} & \text{Cumple ... !!!} \end{cases}$$

Por lo tanto el valor de “ $\alpha$ ” para encontrar la longitud del empalme considerando el % de barras empalmadas en la sección:

**Tabla 4.10 Valores de “ $\alpha$ ” para Longitud de Empalme**

Distancia transversal “a” entre los dos (2) empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la selección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20 %	25 %	33 %	50 %	> 50 %	
$\leq 10 \phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0



$$\alpha = 1.20$$

Finalmente la longitud de empalme es:

$$l_v = \alpha \cdot l_b \qquad l_v = 55.20 \text{ [cm]}$$

En el Anexo 6 Resumen de Dimensionamiento y Armadura en Vigas se adjunta el Resumen de Armaduras en las vigas de toda la estructura.

#### **4.7.8.4 Análisis a Torsión de Vigas de Hormigón Armado**

El diseño a Torsión se determinará de la siguiente manera.

La Torsión máxima se encuentra en la Planta Baja con un valor de 1.34 [Tn-m].

Datos:

Momento flector máximo:

$$M_d = 3.70 \text{ [Tn}\cdot\text{m]} = 370000.00 \text{ [Kg}\cdot\text{cm]}$$

$$\text{Armadura necesaria } A_s \text{ nec.} = 3.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Armadura real: } A_s \text{ real} = 3.83 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Disposición: } 2\text{Ø}10 + 2 \text{Ø}12$$

Armadura superior existente en la pieza:

$$\text{Armadura necesaria } A_s \text{ nec.} = 1.11 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Armadura real: } A_s \text{ real} = 1.57 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Disposición: } 2\text{Ø}10$$

Esfuerzo cortante máximo:

$$V_d = 11.06 \text{ [Tn]} = 11060.00 \text{ [Kg]}$$

$$\text{Armadura necesaria } A_s \text{ nec.} = 3.33 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\text{Armadura real: } A_s \text{ real} = 3.77 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\text{Disposición: } \text{Ø}6 \text{ c/15cm}$$

Momento torsor máximo:

$$T_d = 1.34 [T_n] = 134000.00 [\text{Kg}\cdot\text{cm}]$$

### Dimensionamiento a torsión:

Espesor de la sección hueca eficaz,  $h_e$ :

$$b = 25.00 \quad [\text{cm}] \quad \text{Base de la sección.}$$

$$h = 45.00 \quad [\text{cm}] \quad \text{Altura de la sección.}$$

$$c = 2.00 \quad [\text{cm}] \quad \text{Recubrimiento.}$$

$$A = b \cdot h = 1125.00 [\text{cm}^2]$$

$$u = 2 \cdot (b + h) = 140.00 [\text{cm}]$$

$$h_e = \frac{A}{u} = 8.04 [\text{cm}]$$

Condición:

$$h_e \leq \frac{A}{u} \begin{cases} \leq h_o \\ \geq 2c \end{cases} \quad \begin{array}{l} = (\text{No procede}) \\ = 4.00 [\text{cm}] \end{array}$$

Donde:

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

u: Perímetro exterior de la sección transversal.

h<sub>o</sub>: Espesor de la pared en caso de secciones huecas.

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

Adoptando:

$$h_e = 4.00 [\text{cm}]$$

Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo:

$$A_e = (h - h_e) \cdot (b - h_e)$$

$$A_e = 861.00 [\text{cm}^2]$$

Perímetro de la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo:

$$U_e = 2 \cdot [(h - h_e) + (b - h_e)] \quad U_e = 124.00 \text{ [cm]}$$

Resistencia de compresión del hormigón:

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Resistencia característica del hormigón.}$$

$$\gamma_c = 1.60 \quad \text{Factor de minoración de resistencia del hormigón.}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210}{1.60} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{lcd} = 0,60 f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{lcd} = (0,90 - f_{ck}/200) f_{cd} \geq 0.50 f_{cd} \quad \text{para } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{lcd} = 78.75 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

El esfuerzo de agotamiento de las bielas comprimidas se evalúa como:

$$T_{u1} = 0,5 \cdot \alpha \cdot f_{lcd} \cdot A_e \cdot h_e$$

$\alpha = 1.2$  (pues se colocará una sola carga de cercos, junto al perímetro exterior).

$$T_{u1} = 162729.00 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

$$T_{u1} = 1.63 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

Verificando:

$$T_d \leq T_{u1}$$

Cumple...!!!

Las armaduras transversales han de resistir el siguiente esfuerzo torsor:

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t \cdot f_{td}}{s}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Resistencia característica del acero.}$$

$$\gamma_s = 1.20 \quad \text{Factor de minoración de resistencia del acero.}$$

$$f_{yd} = f_{td} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200}{1.20} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Igualando:

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t \cdot f_{td}}{s} = T_d \quad \frac{A_t}{s} = 2.22 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

Por otra parte la armadura longitudinal ha de resistir un esfuerzo torsor igual a:

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_l \cdot f_{yd}}{U_e}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia característica del acero.

$$\gamma_s = 1.20$$

Factor de minoración de resistencia del acero.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200}{1.20} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Igualando:

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_l \cdot f_{yd}}{U_e} = T_d \quad A_l = 2.76 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura que se ha de disponer a lo largo del perímetro de la sección.

### **Diseño del Acero Transversal Combinado a Cortante y Torsión:**

A la hora de sumar la armadura transversal, se debe tener en cuenta que la armadura necesaria por cortante se refiere al número de ramas que se disponen, que en este caso, al disponer cercos, son dos. Por su parte la armadura transversal que se necesita para hacer frente a la torsión únicamente cuenta por una rama, pese a disponerse un cerco cerrado.

Así pues, en la sección analizada es necesario disponer un cerco cerrado de sección la suma de:  $3.33/2 = 1.66$  [cm<sup>2</sup>/ml] (**Cortante**) y  $2.22$  [cm<sup>2</sup>/ml] (**Torsión**), es decir,  $3.88$  [cm<sup>2</sup>/ml] por rama.

Por lo que se dispondrán estribos: eØ8 c/12.5cm.

Esto es un total de  $4.53$  [cm<sup>2</sup>/ml] que es mayor a  $3.88$  [cm<sup>2</sup>/ml]

### **Diseño del Acero Longitudinal Combinado a Flexión y Torsión:**

Al combinar los diseños a flexión y torsión se obtiene la siguiente distribución de las 3 capas de refuerzo:

Capa	Acero de Flexión Necesario [cm <sup>2</sup> ]	Acero de Torsión Calculado [cm <sup>2</sup> ]	Acero Total necesario [cm <sup>2</sup> ]
Superior	1.11	$3 \times (2.76 / 8) = 1.035$	2.145
Media		$2 \times (2.76 / 8) = 0.69$	0.69
Inferior	3.71	$3 \times (2.76 / 8) = 1.035$	4.745

Capa	Disposición de Acero Comercial en la pieza analizada
Superior	$3\text{Ø}10 = 2.36$
Media	$2\text{Ø}8 = 1.01$
Inferior	$2\text{Ø}10 + 3\text{Ø}12 = 4.96$

#### 4.7.9 Cálculo de Columna de Hormigón Armado

En esta etapa se desarrollará el cálculo de una columna, una de las más críticas del proyecto, para demostrar: el cálculo y funcionamiento del programa, obteniendo así la sección geométrica y armaduras a través del mismo.

##### 4.7.9.1 Cálculo de la Armadura Transversal

La separación de la armadura transversal se determina de acuerdo a las recomendaciones que nos ofrece la CBH-87.

$$S \leq \begin{cases} 12 \times \phi_{\min} \\ 30cm \\ b_c \end{cases}$$

Para la columna C16, cuyas dimensiones son: 30cm x 30cm se asume un diámetro mínimo de 12mm, dando una separación de:

$$S \leq \begin{cases} 12 \times 1.2cm = 14.4cm \\ 30 cm \\ b_c = 30cm \end{cases}$$

Se adopta una separación de estribos de  $\emptyset 6mm$  c/15cm

Para una altura de columna desde el nivel de piso de la planta baja hasta el primer piso de 3.50 m, restando la altura de la viga de 0.45m se tiene una altura de columna para este tramo de:

$$H = 3.50 - 0.45 = 3.05 \text{ m}$$

#### 4.7.9.2 Cálculo de la Armadura Longitudinal

Se seguirán los pasos indicados en el apartado 3.12.3.

Se realizará la verificación del pilar la columna C23 de la planta baja con los datos obtenidos del cálculo estructural por el software CypeCad:

Datos:

$$a = 30.00 \text{ [cm]}$$

$$b = 30.00 \text{ [cm]}$$

$$N_u = 67896.47 \text{ [Kg]}$$

$$M_{ux} = 624941.17 \text{ [Kg*cm]}$$

$$M_{uy} = 131764.71 \text{ [Kg*cm]}$$

$$N_d = 1.7 * N_u = 115424.00 \text{ [Kg]}$$

$$M_x = 1.7 * M_{ux} = 1062400.00 \text{ [Kg*cm]}$$

$$M_y = 1.7 * M_{uy} = 224000.00 \text{ [Kg*cm]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\gamma_s = 1.20$$

$$\gamma_c = 1.60$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210}{1.60} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200}{1.20} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} \times a \times b = 131.25 \times 30 \times 30 = 118125.00 \text{ [Kg]}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{115424.00}{118125.00} = 0.98$$

$$\mu_a = \mu_x = \frac{M_x}{U_c \times a} = \frac{1062400.00}{118125.00 \times 30} = 0.30$$

$$\mu_b = \mu_y = \frac{M_y}{U_c \times b} = \frac{224000.00}{118125.00 \times 30} = 0.06$$

Con estos valores entrando al diagrama en roseta con armadura en cuatro esquinas para determinar la cuantía mecánica  $w$  se tiene:

$$w = 0.39$$

Por tanto la capacidad mecánica de la armadura total necesaria será:

$$U_{total} = w \times U_c = 0.39 \times 118125.00 = 46068.75 \text{ [Kg]}$$

$$A_{s_{total}} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = \frac{46068.75}{3500.00} = 13.16 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Recordando que la armadura mínima recomendada por la Norma que es:

$A_s \text{ min} = 4,52 \text{ cm}^2$  que equivale a  $4\emptyset 12\text{mm}$ , la armadura necesaria es mayor a la mínima.

**Distribuyendo la Armadura se tiene:**

Armadura en las esquinas:  $4\emptyset 16 + 2\emptyset 12 + 2\emptyset 16 \text{ mm}$

El número de barras elegidas presentan un área de  $14.32 \text{ cm}^2$ :

$$A_s = 14.32 \text{ cm}^2 \geq A_{s_{total}} = 13.16 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{OK ... !!!}$$

### 4.7.9.3 Comprobación de la columna frente al pandeo

**En la dirección Y-Y:**

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_{gy} = \frac{\ell_o}{b} = \frac{305}{30} = 10.17$$

Excentricidades:

$$e_y = \frac{M_x}{N_d} = \frac{1062400.00}{115424.00} = 9.20 \text{ [cm]}$$

$$e_{fy} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \times \left[ \frac{b + 20 \times e_y}{b + 10 \times e_y} \right] \times \frac{\ell_o^2 \times 10^{-4}}{b}$$

$$e_{fy} = \left[ 3 + \frac{3500}{3500} \right] \times \left[ \frac{30 + (20 \times 9.20)}{30 + (10 \times 9.20)} \right] \times \frac{305^2 \times 10^{-4}}{30} = 2.17 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$e_{ay} = 2.5 \text{ [cm]}$$

$$e_{y\max} = \left[ \frac{a \times e_y}{b} + \beta \times e_x \right] + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_{y\max} = \left[ \frac{30 \times 9.20}{30} + 0.5 \times 1.94 \right] + 2.17 + 2.5 = 14.84 \text{ [cm]}$$

**En la dirección X-X**

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_{gx} = \frac{\ell_o}{b} = \frac{305}{30} = 10.17$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_Y}{N_d} = \frac{224000.00}{115424.00} = 1.94 \text{ [cm]}$$

$$e_{fx} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \times \left[ \frac{b + 20 \times e_x}{b + 10 \times e_x} \right] \times \frac{\ell_o^2 \times 10^{-4}}{b}$$

$$e_{fx} = \left[ 3 + \frac{3500}{3500} \right] \times \left[ \frac{30 + (20 \times 1.94)}{30 + (10 \times 1.94)} \right] \times \frac{305^2 \times 10^{-4}}{30} = 1.74 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$e_{ax} = 2.5 \text{ [cm]}$$

$$e_{x\max} = \left[ \frac{a \times e_x}{b} + \beta \times e_y \right] + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_{x\max} = \left[ \frac{30 \times 1.94}{30} + 0.5 \times 9.20 \right] + 1.74 + 2.5 = 10.78 \text{ [cm]}$$

**Verificando:**

$$\frac{e_x}{e_{x\max}} + \frac{e_y}{e_{y\max}} = \frac{1.94}{10.78} + \frac{9.20}{14.84} = 0.80 \leq 1 \quad OK \dots !!!$$

En el Anexo 7 Resumen de Dimensionamiento y Armado de Columnas se adjunta el Resumen de los cálculos de Columnas de toda la estructura.

#### **4.7.10 Cálculo de Cimentaciones**

A continuación se muestra el diseño de una zapata para comparar los resultados obtenidos con los del programa mediante el cálculo estructural.

El cálculo de la zapata corresponde a la columna más cargada de toda la estructura C19, y el resumen de dimensionamiento y armado de todas las columnas se adjuntan en el Anexo 8 – Resumen de Dimensionamiento y Armado de Zapatas.

**Datos:**

Tipo de Zapata: **Zapata Superficial Flexible sometida a carga Axial.**

$$N_d = 104.36 \text{ [Tn]} = 104360.00 \text{ [Kg]}$$

$$M_{x_d} = 0.00 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$M_{y_d} = 0.00 \text{ [Tn} \cdot \text{m]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\gamma_c = 1.60 \quad ; \quad \text{Control Normal}$$

$$\gamma_s = 1.20 \quad ; \quad \text{Control Normal}$$

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{adm} = 1.90 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Dimensiones de la columna:

$$a_1 = 30.00 \text{ [cm]}$$

$$b_1 = 30.00 \text{ [cm]}$$

**Cálculo del Peso Propio de la Zapata “N”:**

$$N = N_d + 0.05 \cdot N_d = 1.05 \cdot N_d = 109578.00 \text{ [Kg]}$$

**Cálculo del Área mínima necesaria de la base de la zapata:**

$$A_{\min \text{ nec}} = \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{109578.00}{1.90} = 57672.63 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Determinando y adoptando las dimensiones de la zapata asumiendo que será cuadrada:**

$$A = a \cdot b \quad \text{si} \quad a = b \quad ; \quad A = b^2$$

Por lo tanto:

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{57672.63} = 240 \text{ [cm]}$$

Por lo que se adoptará:

$$a = 245 \text{ [cm]}$$

$$b = 245 \text{ [cm]}$$

Siendo:

$$A = a \cdot b = 60025.00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

De manera que:

$$A \geq A_{\min \text{ nec}}$$

**Verificando la Capacidad Portante del suelo:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{x_d}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{y_d}}{a^2 \cdot b} = 1.84 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Por lo que:  $\sigma_{adm} > \sigma_1$

### Determinación del Canto Útil de la Zapata:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a_1 \cdot b_1}{4}} = 41.01 \text{ [cm]}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_1)}{4 + k} = 37.27 \text{ [cm]}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_1)}{4 + k} = 37.27 \text{ [cm]}$$

Sabiendo que:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} = 7.54 \text{ [adm]}$$

$$\gamma_f = 1.60$$

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 5.73 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Por lo que se adoptará por fines constructivos:

$$d \geq \begin{cases} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{cases} \quad d = 40 \text{ [cm]}$$

### Cálculo del Momento de Diseño:

Sabiendo que:

$$M_d = 1.6 \cdot b \cdot M$$

Y que:

$$\begin{aligned}\sigma_n &= 1.83 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \\ T = \sigma_1 &= 1.83 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \\ S = \sigma_3 &= 1.83 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}\end{aligned}$$

$$l^* = \frac{a-a_1}{2} - 0.15 \cdot a_1 = 103.00 \text{ [cm]}$$

$$X = \frac{(a - l^*) \cdot (T - S)}{a} = 0.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma'_1 = X + \sigma_3 = 1.83 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$M = \frac{\sigma'_1 \cdot l^{*2}}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma'_1)}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l^*\right) = 9683.57 \text{ [Kg]}$$

Por lo que el Momento de Diseño es:

$$M_d = 3795960.82 \text{ [Kg} \cdot \text{cm]}$$

### **Cálculo de la Armadura en la Zapata:**

*Calculando la armadura en la dirección Y-Y:*

Momento reducido:

$$\mu_d = \frac{M_d}{a_2 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.07378$$

Verificando:

Si:

$$\mu_{lim} > \mu_d$$

$$0.332 > 0.07378$$

(Por lo que no requiere de armadura a compresión)

Con el valor del Momento reducido se obtiene la cuantía mecánica  $w$  (Cuadro N° 3.13).

$$w = 0.0792$$

Determinando la Armadura de cálculo:

$$A_s = w \cdot a \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 29.11 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Mientras que la Armadura mínima ( $w_{\min} = 0.018$  Cuadro N° 3.12):

$$A_{s \text{ mín}} = w_{\min} \cdot a \cdot d = 17.64 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Por lo que la Armadura en la dirección analizada será la mayor:

$$A_{sd} = 29.11 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Y se usará la siguiente disposición de la armadura:

$$16\emptyset 16c/15 \text{ cm}$$

Por tratarse de una zapata cuadrada:

*Calculando la armadura en la dirección Y-Y:*

$$16\emptyset 16c/15 \text{ cm}$$

### **Verificación de la adherencia en la dirección X-X:**

Datos:

$n = 16$  ; Número de barras

$\emptyset = 1.6$  [cm] ; Diámetro de las barras

$u = \pi \cdot \emptyset = 5.03$  [cm] ; Perímetro de la barra

$d = 40$  [cm]

$a = 245$  [cm]

$f_{cd} = 131.25$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

$\sigma'_1 = 1.83$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

$\sigma_1 = 1.83$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

$l^* = 103.00$  [cm]

Por lo que:

$$V = \frac{\sigma'_1 \cdot l^*}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma'_1)}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l^*\right) = 94.02 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 \cdot d \cdot n \cdot u} = 14.29 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$V_{d1} = 1.6 \cdot a \cdot V = 36853.99 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2} = 24.53 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Donde:

$$k = 2 \text{ (Zapata flexible)}$$

$$k = 0.95 \text{ (Zapata r\u00edgida)}$$

Verificando:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$14.29 \leq 24.53$$

Cumple...!!!

### **Verificaci\u00f3n de la adherencia en la direcci\u00f3n Y-Y:**

Datos:

$$n = 16 ; \text{ N\u00famero de barras}$$

$$\emptyset = 1.6 \text{ [cm] ; Di\u00e1metro de las barras}$$

$$u = \pi \cdot \emptyset = 5.03 \text{ [cm] ; Per\u00edmetro de la barra}$$

$$d = 40 \text{ [cm]}$$

$$a = 245 \text{ [cm]}$$

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma'_1 = 1.83 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_1 = 1.83 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$l^* = 103.00 \text{ [cm]}$$

Por lo que:

$$V = \frac{\sigma'_1 \cdot l^*}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma'_1)}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l^*\right) = 94.02 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 \cdot d \cdot n \cdot u} = 12.73 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$V_{d1} = 1.6 \cdot a \cdot V = 36853.99 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2} = 24.53 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Donde:

$k = 2$  (Zapata flexible)

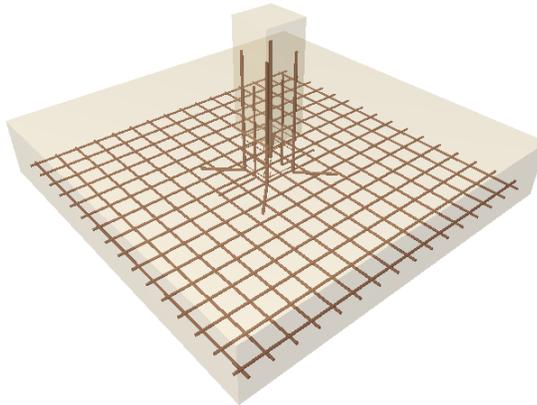
$k = 0.95$  (Zapata rígida)

Verificando:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$14.29 \leq 24.53$$

Cumple...!!!



**FIGURA 4.18 Vista 3D de la zapata correspondiente a la columna C19**

#### **4.7.11 Resumen del cálculo Estructural de Escaleras de Hormigón Armado**

El diseño y cálculo estructural se realizó en el software estructural CypeCad, a continuación se presenta una comprobación manual de diseño:

#### 4.7.11.1 Diseño de la Escalera 1: [Planta Baja – Primer Piso]

##### 4.7.11.1.1 Diseño estructural de la escalera

##### 4.7.11.1.1.1 Diseño de la armadura positiva

Datos:

$$M_d = 3366 \text{ [Kg}\cdot\text{m]}$$

$$b = 1.075 \text{ [m]}$$

$$h = 0.15 \text{ [m]}$$

$$r = 3.00 \text{ [cm]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\gamma_c = 1,60$$

$$\gamma_s = 1,20$$

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Momento Reducido:

$$\mu_d = \frac{100 \cdot M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.16 \leq \mu_{d \text{ lfm}} = 0.332 \rightarrow f_{yk} = 4200 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Cuadro N}^\circ 3.11$$

Obteniendo la cuantía  $\omega$  necesaria en función del Momento Reducido:

$$\omega = 0.154 \quad \text{Cuadro N}^\circ 3.13$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 7.70 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura mínima:

$$\omega_{\text{lfm}} = 0.0018 \quad \text{Cuadro N}^\circ 3.12$$

$$A_{s \text{ mfm}} = \omega_{\text{lfm}} \cdot b \cdot d = 2.34 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Adoptando el mayor valor de  $A_s$ , se dispondrá de:  $\varnothing 12c/15$  cm

#### 4.7.11.1.1.2 Diseño de la armadura negativa

Datos:

$$M_d = 2016 \text{ [Kg}\cdot\text{m]}$$

$$b = 1.075 \text{ [m]}$$

$$h = 0.15 \text{ [m]}$$

$$r = 3.00 \text{ [cm]}$$

$$f_{ck} = 210.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$\gamma_c = 1,60$$

$$\gamma_s = 1,20$$

$$f_{cd} = 131.25 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yd} = 3500.00 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Momento Reducido:

$$\mu_d = \frac{100 \cdot M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.10 \leq \mu_{d \text{ lfm}} = 0.332 \rightarrow f_{yk} = 4200 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Cuadro N}^\circ 3.11$$

Obteniendo la cuantía  $\omega$  necesaria en función del Momento Reducido:

$$\omega = 0.1037 \quad \text{Cuadro N}^\circ 3.13$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 4.80 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura mínima:

$$\omega_{\text{lm}} = 0.0018 \quad \text{Cuadro N}^\circ 3.12$$

$$A_{s \text{ mín}} = \omega_{\text{lm}} \cdot b \cdot d = 2.34 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Adoptando el mayor valor de  $A_s$ , se dispondrá de:  $\text{Ø}10\text{c}/15\text{ cm}$

#### 4.7.11.1.3 Diseño de la armadura por temperatura

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

Armadura mínima:

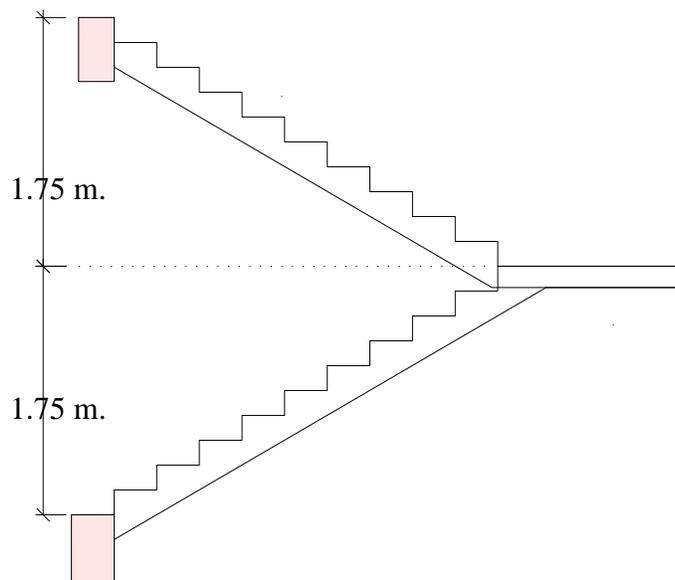
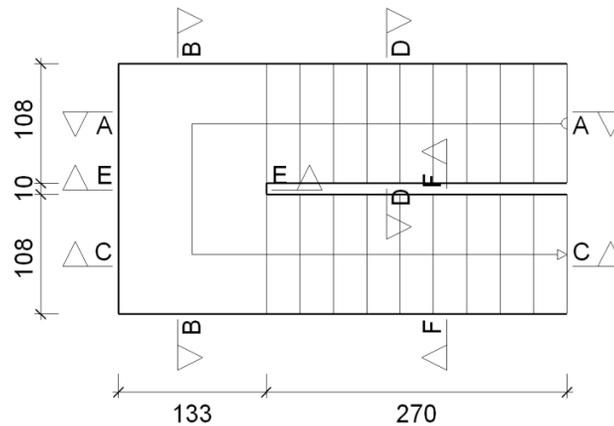
$$\omega_{\text{lím}} = 0.0018 \quad \text{Cuadro N}^\circ 3.12$$

$$A_{s \text{ mín}} = \omega_{\text{lím}} \cdot b \cdot d = 2.34 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Disponiendo:  $\text{Ø}10\text{c}/20\text{ cm}$

#### 4.7.11.1.2 Geometría de la Escalera

La geometría es la siguiente:



**Materiales:**

Hormigón: H-21, Control Normal.

Acero: AH-400, Control Normal.

Recubrimiento geométrico: 3.0 [cm]

**Geometría:**

Ámbito: 1.075 [m]

Espesor de losa: 0.15 [m]

Huellas: 0.30 [m]

Contrahuella: 0.175 [m]

Peldaños: Hormigonado con la losa

Nº de escalones: 20

Desnivel que salva: 3.50 [m]

Meseta sin apoyo.

**Cargas:**

Peso Propio: 0.375 [Tn/m<sup>2</sup>]

Peldaños: 0.189 [Tn/m<sup>2</sup>]

Barandillas: 0.300 [Tn/m<sup>2</sup>]

Solado: 0.100 [Tn/m<sup>2</sup>]

SCU: 0.400 [Tn/m<sup>2</sup>]

**4.7.11.1.3 Resumen de la Armadura**

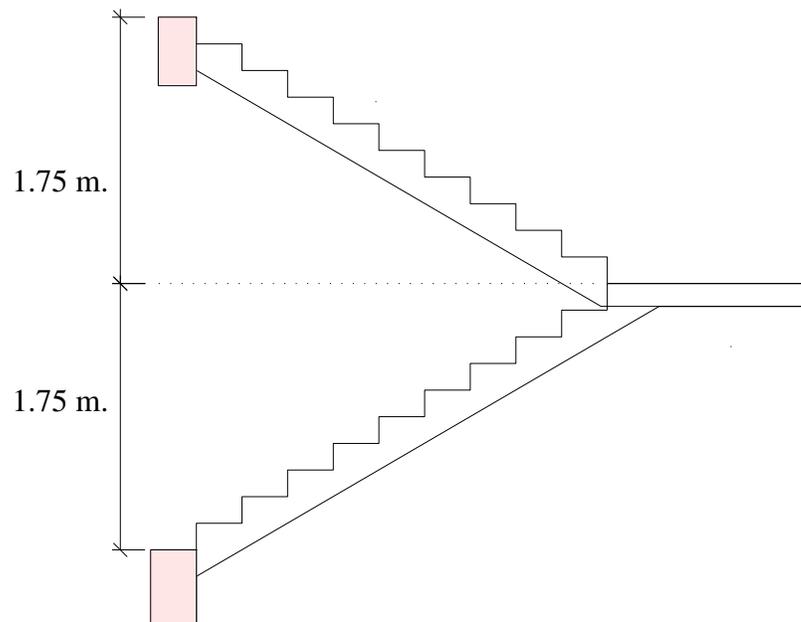
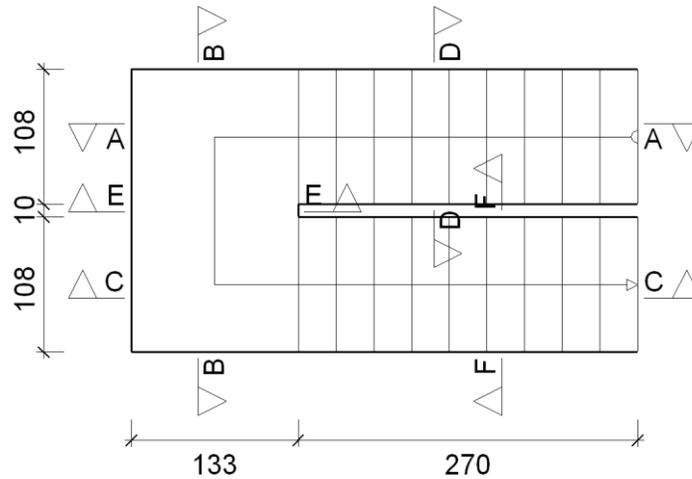
Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
B-B	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
C-C	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
E-E	Transversal	Ø10c/15	Ø12c/15
F-F	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

#### 4.7.11.2 Diseño de la Escalera 2: [Planta Baja – Primer Piso]

##### 4.7.11.2.1 Geometría de la Escalera

La geometría es la siguiente:



**Materiales:**

Hormigón: H-21, Control Normal.

Acero: AH-400, Control Normal.

Recubrimiento geométrico: 3.0 [cm]

**Geometría:**

Ámbito: 1.075 [m]

Espesor de losa: 0.15 [m]

Huellas: 0.30 [m]

Contrahuella: 0.175 [m]

Peldaños: Hormigonado con la losa

Nº de escalones: 20

Desnivel que salva: 3.50 [m]

Meseta sin apoyo.

**Cargas:**

Peso Propio: 0.375 [Tn/m<sup>2</sup>]

Peldaños: 0.189 [Tn/m<sup>2</sup>]

Barandillas: 0.300 [Tn/m<sup>2</sup>]

Solado: 0.100 [Tn/m<sup>2</sup>]

SCU: 0.400 [Tn/m<sup>2</sup>]

**4.7.11.2.2 Resumen de la Armadura**

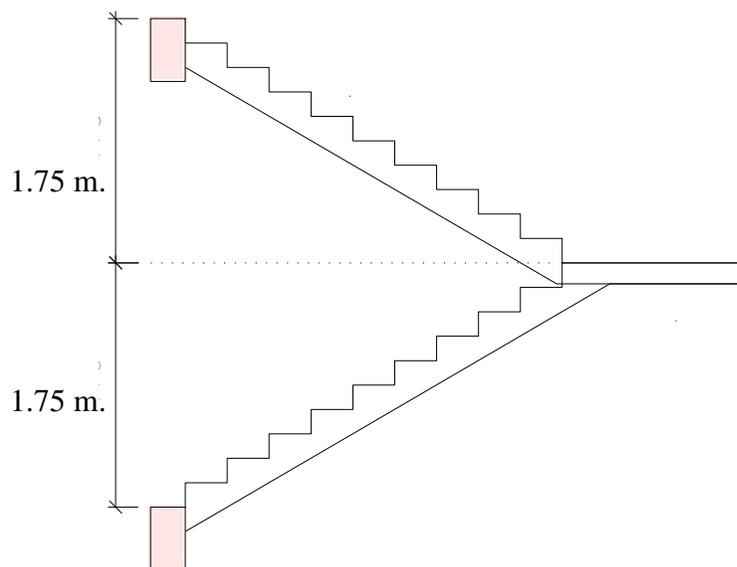
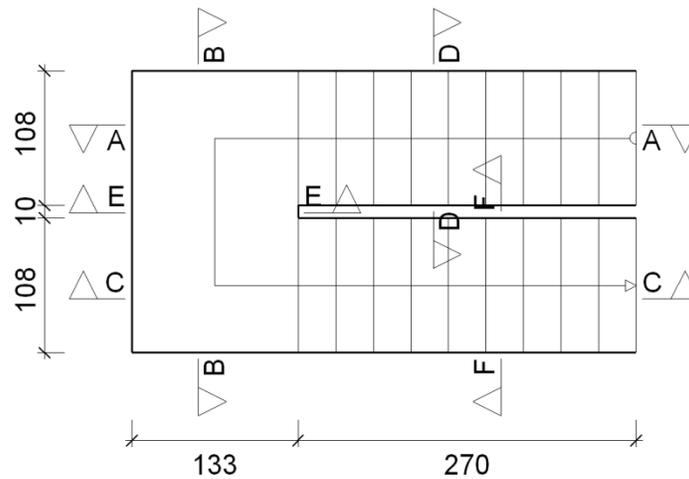
<b>Armadura</b>			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
B-B	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
C-C	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø10c/15	Ø12c/15
F-F	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

### 4.7.11.3 Diseño de la Escalera 3: [Primer Piso – Azotea]

#### 4.7.11.3.1 Geometría de la Escalera

La geometría es la siguiente:



**Materiales:**

Hormigón: H-21, Control Normal.

Acero: AH-400, Control Normal.

Recubrimiento geométrico: 3.0 [cm]

**Geometría:**

Ámbito: 1.075 [m]

Espesor de losa: 0.15 [m]

Huellas: 0.30 [m]

Contrahuella: 0.175 [m]

Peldaños: Hormigonado con la losa

Nº de escalones: 20

Desnivel que salva: 3.50 [m]

Meseta sin apoyo.

**Cargas:**

Peso Propio: 0.375 [Tn/m<sup>2</sup>]

Peldaños: 0.189 [Tn/m<sup>2</sup>]

Barandillas: 0.300 [Tn/m<sup>2</sup>]

Solado: 0.100 [Tn/m<sup>2</sup>]

SCU: 0.400 [Tn/m<sup>2</sup>]

**4.7.11.3.2 Resumen de la Armadura**

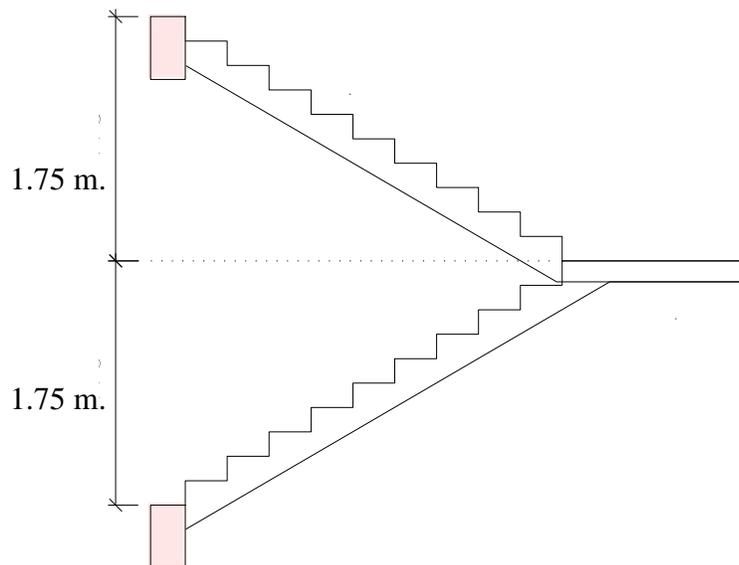
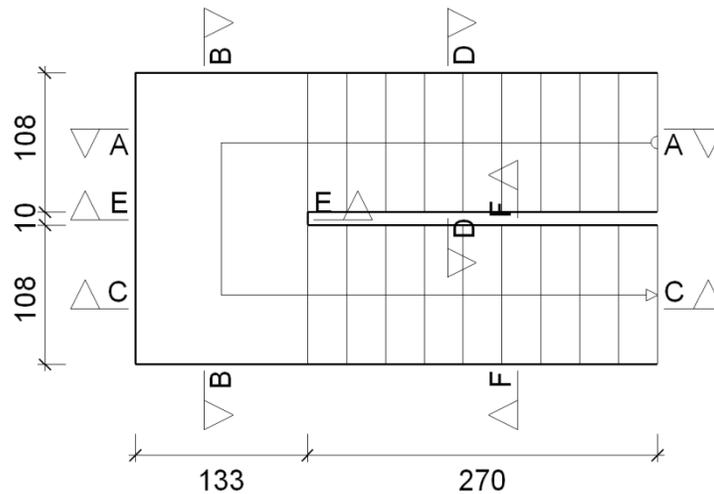
Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
B-B	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
C-C	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø10c/15	Ø12c/15
F-F	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

#### 4.7.11.4 Diseño de la Escalera 4: [Primer Piso – Azotea]

##### 4.7.11.4.1 Geometría de la Escalera

La geometría es la siguiente:



**Materiales:**

Hormigón: H-21, Control Normal.

Acero: AH-400, Control Normal.

Recubrimiento geométrico: 3.0 [cm]

**Geometría:**

Ámbito: 1.075 [m]

Espesor de losa: 0.15 [m]

Huellas: 0.30 [m]

Contrahuella: 0.175 [m]

Peldaños: Hormigonado con la losa

Nº de escalones: 20

Desnivel que salva: 3.50 [m]

Meseta sin apoyo.

**Cargas:**

Peso Propio: 0.375 [Tn/m<sup>2</sup>]

Peldaños: 0.189 [Tn/m<sup>2</sup>]

Barandillas: 0.300 [Tn/m<sup>2</sup>]

Solado: 0.100 [Tn/m<sup>2</sup>]

SCU: 0.400 [Tn/m<sup>2</sup>]

**4.7.11.4.2 Resumen de la Armadura**

<b>Armadura</b>			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
B-B	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15
C-C	Longitudinal	Ø10c/15	Ø12c/15

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø10c/15	Ø12c/15
F-F	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

## 4.8 APORTE ACADÉMICO

### 4.8.1 Diseño de Losa Nervada en dos direcciones con casetones vacíos

En el presente apartado se describe un procedimiento de dimensionamiento y cálculo de una losa nervada, como ejemplo se plantea la losa nervada sobre la planta baja existente en el proyecto correspondiente a la Biblioteca ubicada en el primer piso.

### 4.8.2 Desarrollo del cálculo

Para el dimensionamiento de una losa nervada se deben cumplir los siguientes requisitos de dimensionamiento:

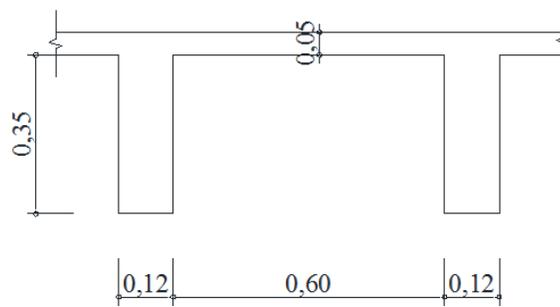
Ancho mínimo del nervio:  $b_0 = 10 \text{ cm}$

Altura total:  $h_0 \leq 3,5 b_0$

Separación libre entre nervios:  $S_n \leq 80 \text{ cm}$

Espesor de la capa de compresión:  $4 \text{ cm} \leq e \leq \frac{S_n}{12}$

Recubrimiento mínimo:  $r = 2 \text{ cm}$



**FIGURA 4.19 Dimensiones de los nervios en la losa nervada**

La Figura 4.11 muestra el dimensionamiento de los nervios de la losa nervada en estudio considerando los requisitos de diseño, y a la derecha la Figura 4.12 muestra una vista en planta de la losa y la distribución de los nervios en las dos direcciones.

#### **4.8.2.1 Determinación de las cargas para el diseño por m<sup>2</sup>:**

- Peso de la capa de compresión:  
 $0,05 \text{ [m]} \times 2400 \text{ [Kg/m}^3\text{]} = 120 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$
- Peso de los nervios en 1 m<sup>2</sup>:  
 $4 \times 0,12 \text{ [m]} \times 0,35 \text{ [m]} \times 1 \text{ [m]} \times 2400 \text{ [Kg/m}^3\text{]} = 403,20 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$
- Enlucido y masillado:  
 $1 \text{ [m]} \times 1 \text{ [m]} \times 0,01 \text{ [m]} \times 2200 \text{ [Kg/m}^2\text{]} = 22 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$
- Recubrimiento de piso:  
 $1 \text{ [m]} \times 1 \text{ [m]} \times 0,02 \text{ [m]} \times 2200 \text{ [Kg/m}^2\text{]} = 44 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$
- Mampostería:  
 $200 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$

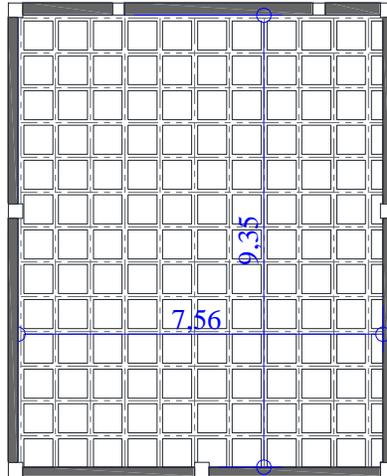
Teniendo así:

#### **CARGA MUERTA:**

$$CM = 120 + 403,20 + 22 + 44 + 200 = 789,20 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

#### **CARGA VIVA:**

$$SCU = 500 \text{ [Kg/m}^2\text{]} \text{ (Uso: Biblioteca)}$$



**FIGURA 4.20 Dimensiones de la losa nervada**

Carga en Estado Límite Último (CBH-87, Estados Límites Últimos – Coeficientes de ponderación de las acciones):

$$U = 1,70 \text{ CM} + 1,70 \text{ CV}$$

$$U = (1,70 \times 789,20) + (1,70 \times 500) = 2191.64 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

Las losas en dos direcciones están soportadas en sus cuatro bordes por vigas o muros que pueden ser de mampostería o de hormigón armado. Para visualizar el comportamiento de esta losa a flexión cabe indicar que al ser un conjunto de nervios dispuestos en cada una de las dos direcciones y se interceptan entre sí.

La obtención de Momentos en losas de dos direcciones con distintas condiciones de continuidad en los bordes es matemáticamente muy compleja y poco adecuada en la práctica profesional, por lo que se adopta un procedimiento denominado Método del Nervio Continuo.

#### **4.8.2.2 Método del Nervio Continuo**

Este método facilita el análisis y diseño de losas bidireccionales con geometría rectangular apoyadas en los bordes por muros o vigas de hormigón armado.

Éste método utiliza tablas de coeficientes para repartición de cargas generadas por varios autores, como las generadas por Arthur Nilson, para la repartición de la carga uniformemente distribuida sobre la losa. Dichos coeficientes cubren losas con diferentes condiciones de bordes y su obtención se basa en análisis tanto elástico como inelásticos en el elemento. En las tablas presentadas a continuación se presentan tres tipos genéricos de condiciones de borde:

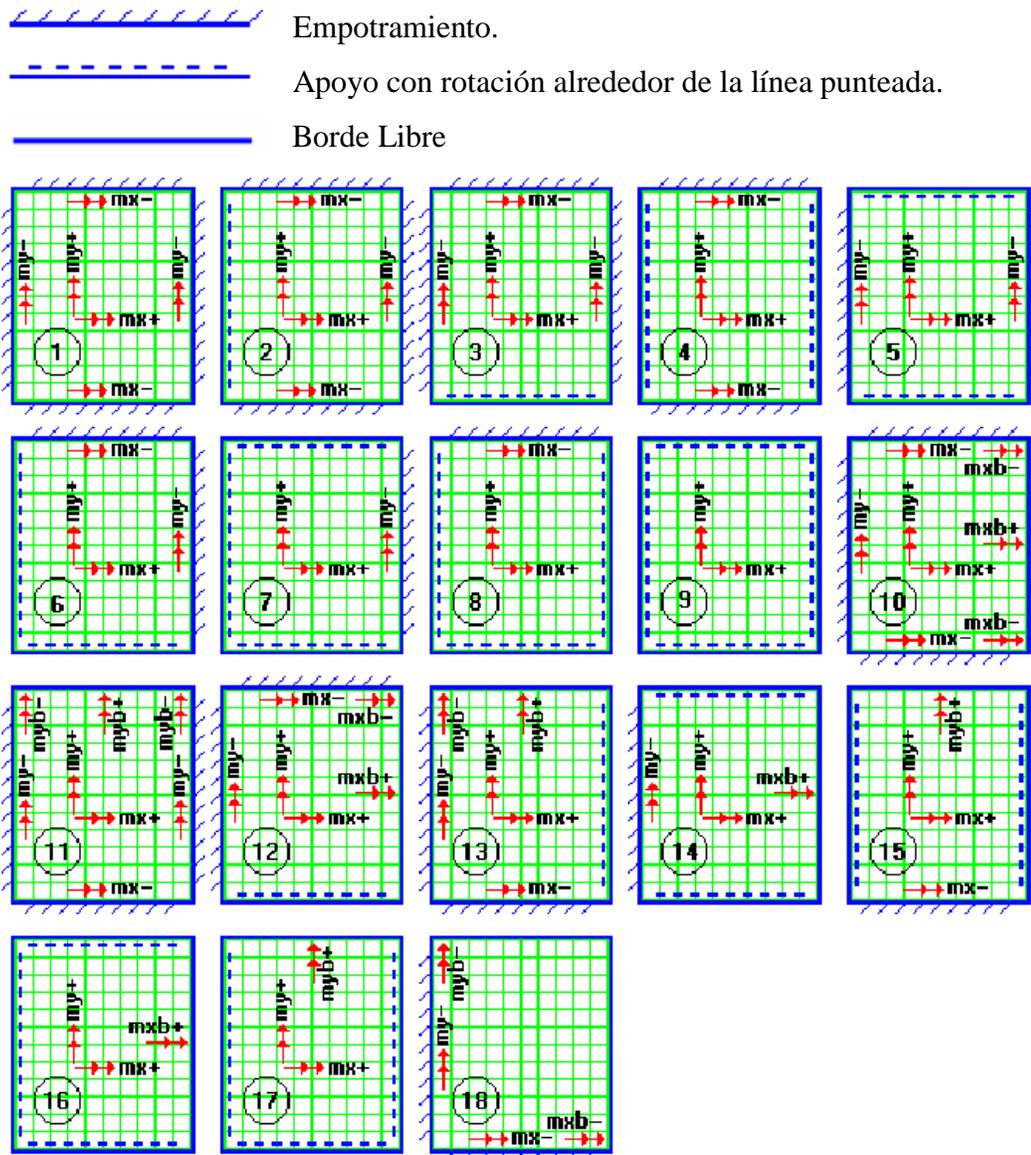
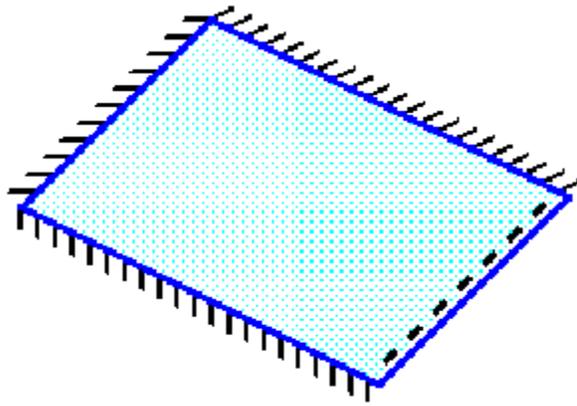


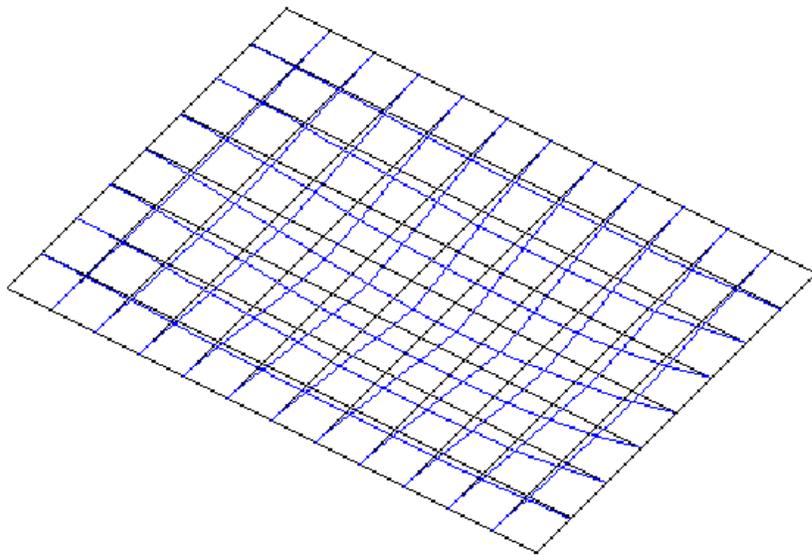
FIGURA 4.21 Tipos genéricos de condiciones de borde

Para el caso estudiado se identifica que el modelo de losa estudiado corresponde al **Caso3**:



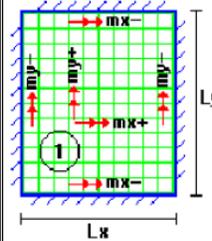
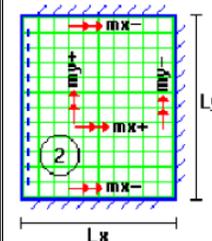
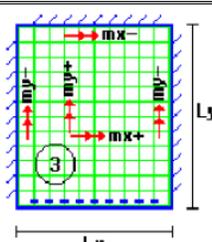
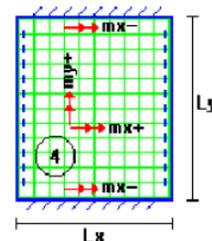
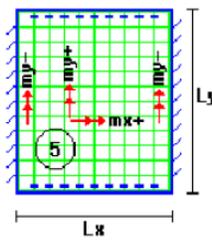
**FIGURA 4.22** Caso 3 del tipo de losa estudiado

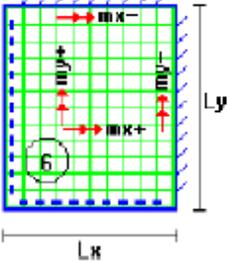
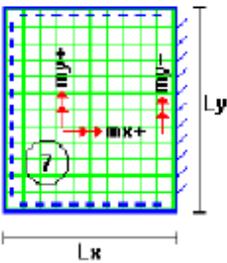
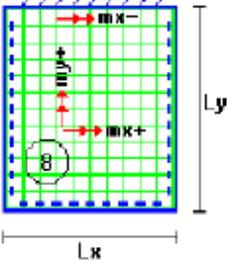
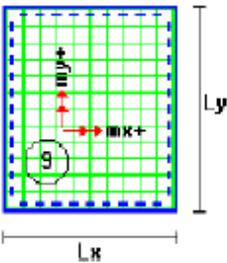
La elástica de deformación producida por una carga uniformemente distribuida que actúe sobre toda la superficie de la losa anterior tendría la siguiente geometría:



**FIGURA 4.23** Deformación de losa nervada ante carga uniformemente distribuida

**TABLA 4.11** Tabla para diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes

LOSA	FÓRMULA	coef.	LX / LY					
			1.0 0	0.9	0.80	0.70	0.60	0.50
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	200	241	281	315	336	339
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	$m_{y-}$	564	659	752	830	878	887
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	$m_{y+}$	258	319	378	428	459	464
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	$m_{x-}$	564	577	574	559	538	520
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$m_{x+}$	258	242	208	157	126	123
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	265	347	443	545	635	691
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	$m_{y-}$	597	736	899	1071	1222	1317
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	$m_{y+}$	269	362	473	590	694	759
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	$m_{x-}$	718	779	819	829	808	773
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$m_{x+}$	354	368	359	318	239	179
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	265	297	322	339	345	339
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	$m_{y-}$	718	790	850	888	902	888
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	$m_{y+}$	354	401	439	464	473	464
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	$m_{x-}$	597	586	568	548	532	520
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$m_{x+}$	269	240	205	185	167	177
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	323	456	644	894	1191	1479
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	$m_{y+}$	231	340	496	705	952	1191
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	$m_{x-}$	853	985	1119	1232	1288	1268
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$m_{x+}$	440	498	547	566	525	400
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	323	340	351	354	348	335
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	$m_{y-}$	853	891	914	921	909	878
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	$m_{y+}$	440	465	481	485	477	458
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$m_{x+}$	231	199	183	174	165	178

LOSA	FÓRMULA	coef.	LX / LY					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m <sub>y-</sub> m <sub>y+</sub> m <sub>x-</sub> m <sub>x+</sub>	406	489	572	644	693	712
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m <sub>y-</sub> m <sub>y+</sub> m <sub>x+</sub>	569	630	681	715	729	718
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m <sub>y+</sub> m <sub>x-</sub> m <sub>x+</sub>	569	754	979	1230	1469	1644
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m <sub>y+</sub> m <sub>x+</sub>	969	1170	1371	1550	1684	1749

### Simbología:

- d** : valor adimensional para determinar la deflexión máxima en la losa  
**D** : deflexión máxima en la losa  
**L<sub>x</sub>** : longitud más corta de la losa rectangular  
**L<sub>y</sub>** : longitud más larga de la losa rectangular  
**E** : módulo de elasticidad del concreto  
**h** : espesor de la losa maciza  
**q** : carga uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa  
**m<sub>y-</sub>** : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje y  
**m<sub>yb-</sub>** : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje y  
**m<sub>y+</sub>** : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje y  
**m<sub>yb+</sub>** : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje y  
**m<sub>x-</sub>** : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje x  
**m<sub>xb-</sub>** : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje x  
**m<sub>x+</sub>** : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje x  
**m<sub>xb+</sub>** : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje x  
**M<sub>y-</sub>** : momento flector negativo máximo alrededor del eje y, por metro de ancho de losa  
**M<sub>yb-</sub>** : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje y, por metro de ancho de losa  
**M<sub>y+</sub>** : momento flector positivo máximo alrededor del eje y, por metro de ancho de losa  
**M<sub>yb+</sub>** : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje y, por metro de ancho de losa  
**M<sub>x-</sub>** : momento flector negativo máximo alrededor del eje x, por metro de ancho de losa  
**M<sub>xb-</sub>** : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje x, por metro de ancho de losa  
**M<sub>x+</sub>** : momento flector positivo máximo alrededor del eje x, por metro de ancho de losa  
**M<sub>xb+</sub>** : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje x, por metro de ancho de losa

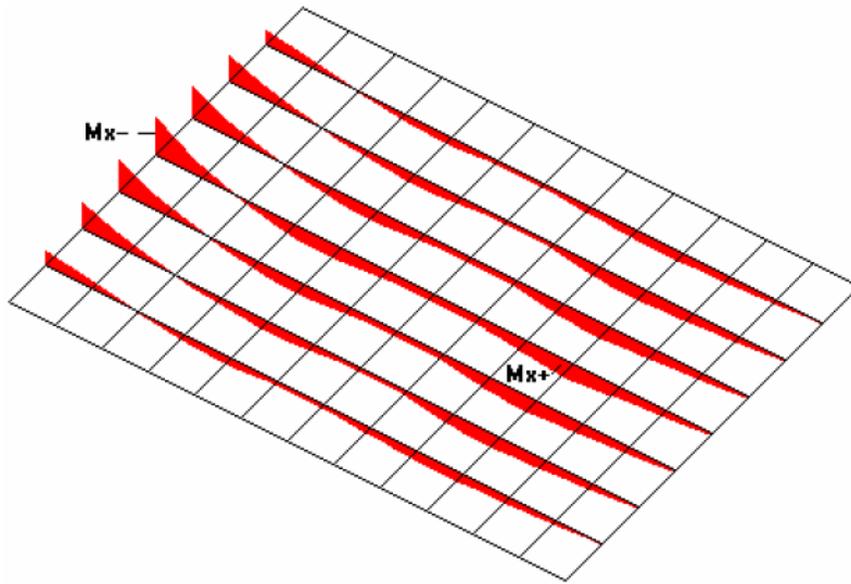
Si las dimensiones de la losa en estudio son:

$$L_x = 7,56 \text{ m} \quad \text{y} \quad L_y = 9,35 \text{ m}$$

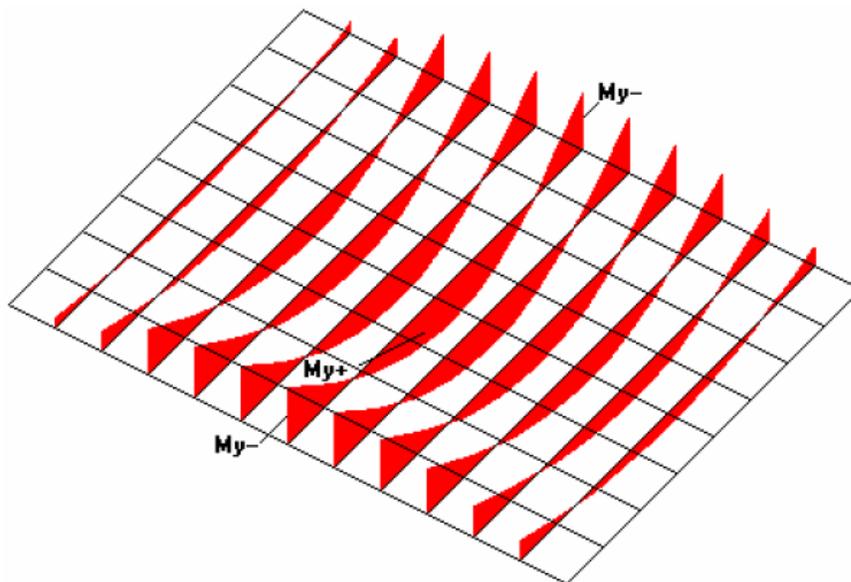
Y se trata de un Caso 3, tenemos tomando el valor inmediato superior:

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{7,56}{9,35} = 0,81$$

La particularidad del Caso 3 es que se debe amplificar por el doble el momento obtenido en la dirección “x” debido a la envolvente de momentos positivos que se genera en dicha zona se ve modificado por el momento positivo generado en la mayor luz como se muestra a continuación:



**FIGURA 4.24 Momentos cualitativos en la mayor luz**

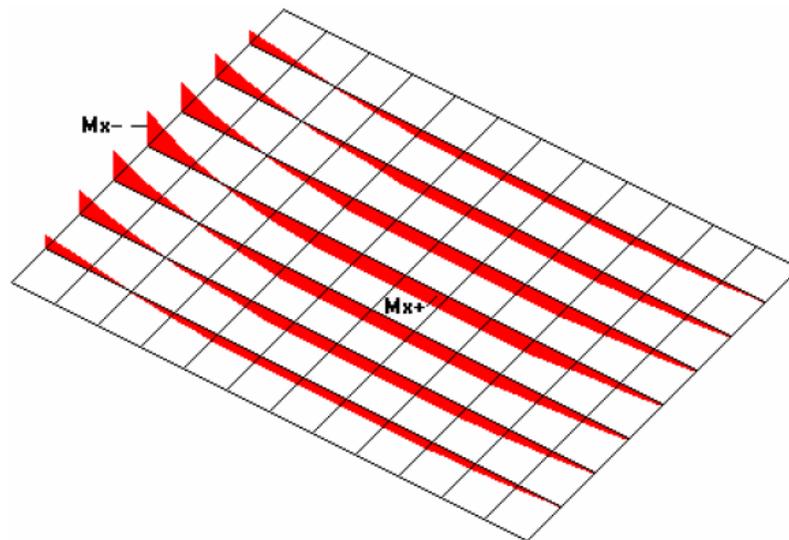


**FIGURA 4.25 Momentos cualitativos en la menor luz**

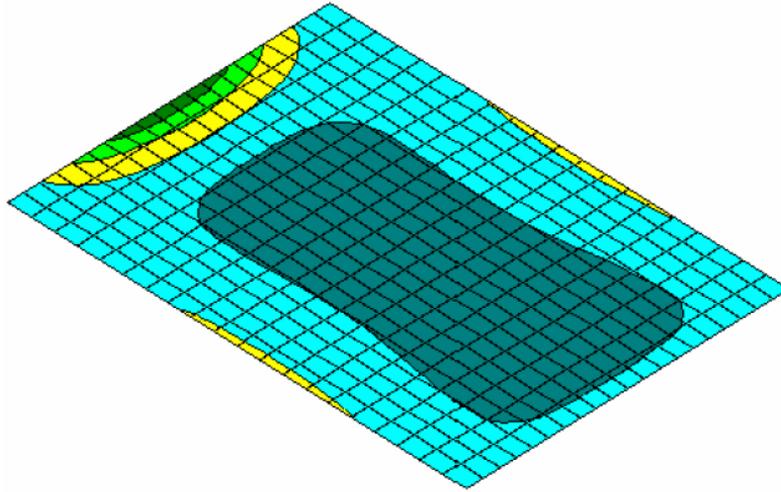
Debe observarse que, mientras la geometría (no la magnitud) del diagrama de momentos flectores en la dirección de menor luz es muy similar al diagrama de momentos flectores en las vigas, la geometría del diagrama de momentos flectores en la dirección de mayor luz tiende a alargarse y a disminuir en su magnitud en la zona central de momentos flectores

positivos. Las ordenadas de los diagramas de momentos en este tipo de losas son generalmente menores a las existentes en las vigas con el mismo estado de cargas, debido a la distribución de las cargas en dos direcciones.

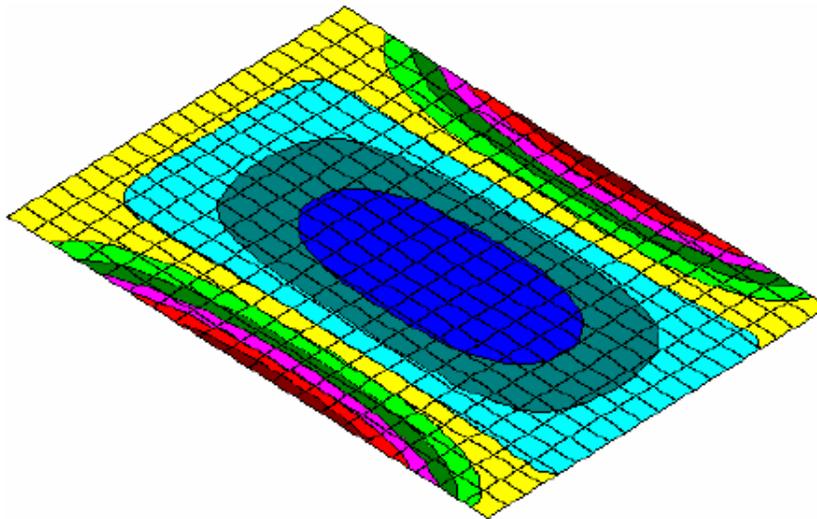
Para relaciones **Lado corto / Lado largo** inferiores a 0.90 hay una tendencia clara a la aparición de 2 momentos flectores máximos positivos en la dirección larga, uno cercano a cada borde. Los momentos flectores positivos son pequeños en la zona central. Este último hecho debe ser tomado con mucho cuidado pues al utilizar cargas uniformemente distribuidas que actúen sólo en ciertos sectores de la superficie de la losa, estos momentos flectores se desplazan de las zonas cercanas a los bordes hacia zonas centrales, por lo que es necesario trabajar con una envolvente de momentos flectores, por lo que a continuación se muestra en la figura:



**FIGURA 4.26 Momentos flectores uniformizados en la mayor luz**



**FIGURA 4.27 Perfil de momentos flectores en la mayor luz**



**FIGURA 4.28 Perfil de momentos flectores en la menor luz**

$$M_{y-} = 0,0001 \cdot U \cdot m_{y-} \cdot Lx^2 = 0,0001 \cdot 2191.64 \cdot 850 \cdot 7,56^2 = 10647.11 \text{ [Kg} \cdot \text{m]}$$

$$M_{y+} = 0,0001 \cdot U \cdot m_{y+} \cdot Lx^2 = 0,0001 \cdot 2191.64 \cdot 439 \cdot 7,56^2 = 5498.92 \text{ [Kg} \cdot \text{m]}$$

$$M_{x-} = 0,0001 \cdot U \cdot m_{x-} \cdot Lx^2 = 0,0001 \cdot 2191.64 \cdot 586 \cdot 7,56^2 = 7340.24 \text{ [Kg} \cdot \text{m]}$$

$$M_{x+} = 0,0001 \cdot U \cdot m_{x+} \cdot Lx^2 = 0,0001 \cdot 2191.64 \cdot 205 \cdot 7,56^2 \cdot 2 = 5135.66 \text{ [Kg} \cdot \text{m]}$$

### 4.8.2.3 Cálculo de la Armadura

**Nota:**

- Para los aceros negativos (b = base de los nervios por la cantidad de nervios presentes en la luz).
- Para los aceros positivos (b = base de la carpeta de compresión).

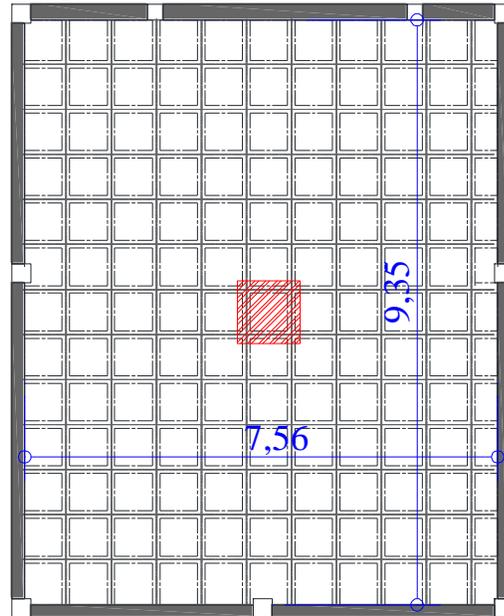
Teniendo en cuenta que:

$$f'_c = 210 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 37.20 \text{ [cm]}$$



**FIGURA 4.29** Área de diseño equivalente a 1 m<sup>2</sup>

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0,85 \cdot \varphi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_{s_y-} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot (13 \cdot 12) \cdot 37,2}{4200} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10647,11 \cdot 100}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 210 \cdot (13 \cdot 12) \cdot 37,2^2}} \right]$$

$$A_{s_y-} = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$As_{y+} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 935 \cdot 37,2}{4200} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5498,92 \cdot 100}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 210 \cdot 935 \cdot 37,2^2}} \right]$$

$$As_{y+} = 3,89 \text{ cm}^2$$

$$As_{x-} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot (10 \cdot 12) \cdot 37,2}{4200} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 7340,24 \cdot 100}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 210 \cdot (10 \cdot 12) \cdot 37,2^2}} \right]$$

$$As_{x-} = 5,26 \text{ cm}^2$$

$$As_{x+} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 756 \cdot 37,2}{4200} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5135,66 \cdot 100}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 210 \cdot 756 \cdot 37,2^2}} \right]$$

$$As_{x+} = 3,64 \text{ cm}^2$$

Calculando la Armadura por Nervio se tiene:

$$As_{y-} = \frac{7,65}{2} = 3,82 \text{ cm}^2 \approx 2 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$As_{y+} = \frac{3,89}{2} = 1,95 \text{ cm}^2 \approx 2 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm}$$

$$As_{x-} = \frac{5,26}{2} = 2,63 \text{ cm}^2 \approx 2 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$As_{x+} = \frac{3,64}{2} = 1,82 \text{ cm}^2 \approx 2 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm}$$

Comparando con los resultados obtenidos en el software estructural se tiene:

**Tabla 4.12 Momentos Máximos obtenidos en la Losa Nervada por metro de ancho**

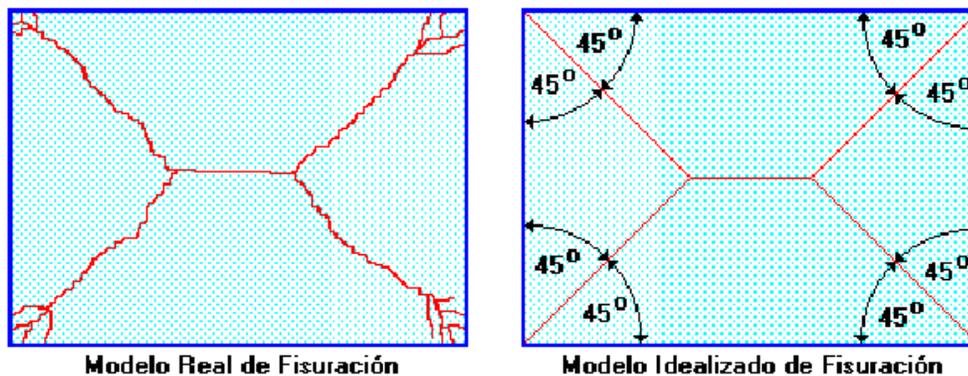
Herramientas	My (-) [Tn-m]	Mx (-) [Tn-m]	My (+) [Tn-m]	Mx (+) [Tn-m]
CypeCad v.2014p	9.82	7.66	5.00	5.80
Método de Continuidad	10.65	7.34	5.50	5.14

**Tabla 4.13 Cuanías Máximas en la Losa Nervada por metro de ancho**

Herramientas	Asy (-) [cm <sup>2</sup> ]	Asx (-) [cm <sup>2</sup> ]	Asy (+) [cm <sup>2</sup> ]	Asx (+) [cm <sup>2</sup> ]
CypeCad v.2014p	7.67	5.08	4.59	4.25
Método de Continuidad	7.65	5.26	3.89	4.25

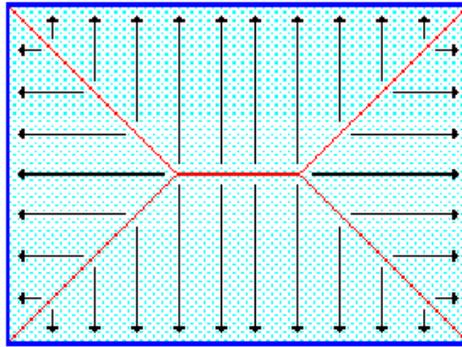
### Verificación de la Resistencia a Cortante

De acuerdo con la experimentación en que se basa la **Teoría de las Líneas de Rotura**, cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniformemente distribuida que actúa en toda su superficie, se encuentra al borde del colapso, por lo que se fisura conformando triángulos y trapecios.



**FIGURA 4.30 Modelo de Fisuración en losas nervadas**

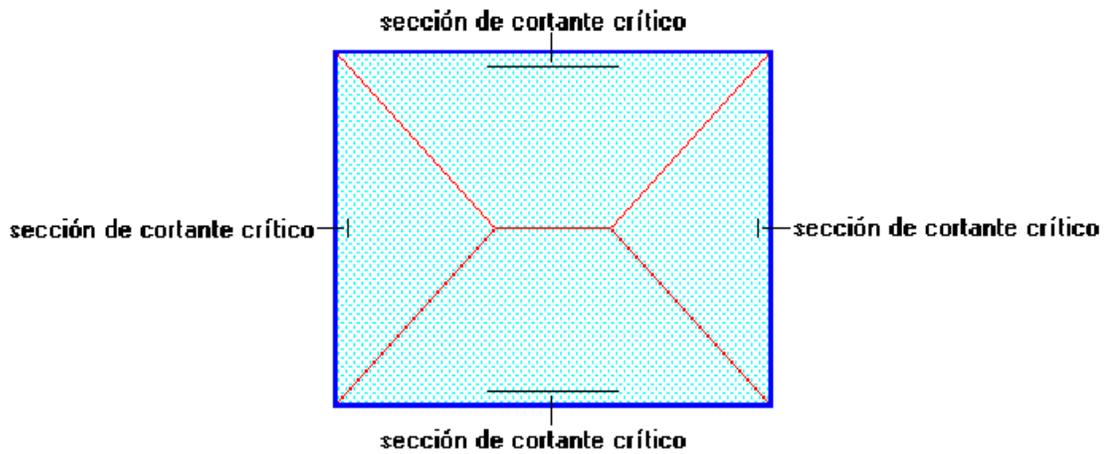
Bajo este estado límite, las fuerzas cortantes que generan las cargas que actúan en los triángulos y trapecios se transmiten directamente a las vigas en las que se sustentan los respectivos triángulos y trapecios.



**FIGURA 4.31** Esquematación de la distribución lineal de esfuerzos

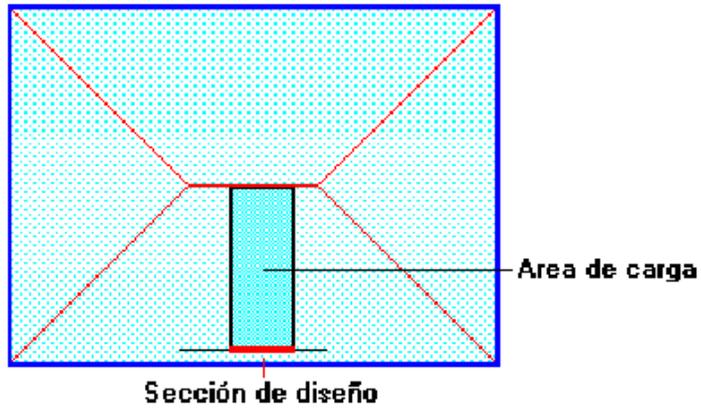
Las losas deben estar en capacidad de transmitir las fuerzas cortantes generadas por este tipo de comportamiento.

Las secciones críticas de las losas, para el diseño a cortante, se ubican en los sectores de ordenada máxima de los triángulos y trapecios, próximos a las vigas de apoyo.



**FIGURA 4.32** Secciones críticas en losas nervadas

Las cargas que solicitan las secciones de cortante crítico son aquellas que actúan sobre zonas ortogonales limitadas por la línea de cortante crítico y la línea de fisuración intermedia de la losa.



**FIGURA 4.33** Área de carga para diseño a cortante

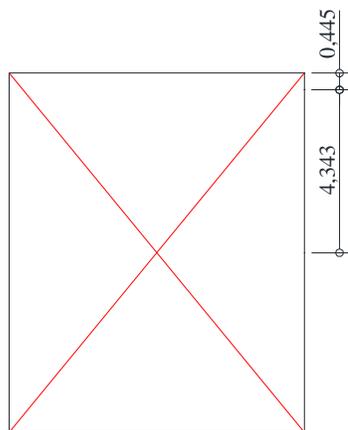
**Verificación a Cortante de la Losa de 7,56 m x 9.35 m. Nivel +3,50**

*Verificando el cortante en la luz mayor de la losa se tiene:*

Se toma la sección de diseño con un ancho unitario (1 m de ancho). La carga última superficial es:

$$q_U = 2060,72 \text{ Kg/m}^2$$

La sección de diseño está ubicada a 32,5 cm de la cara de la viga, la cara de la viga está ubicada a 12,50 cm del eje de la viga (ancho de viga de 25 cm), por lo que la sección de diseño se ubica a 44,50 cm del eje de la viga.



La fuerza cortante que actúa en 1 m de ancho de la zona crítica a cortante es:

$$V_u = 1,00 \text{ [m]} \cdot 4,343 \text{ [m]} \cdot 2060,72 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$V_u = 8948,67 \text{ [Kg]}$$

En 1 m de losa se dispone de dos nervios de 12 cm de ancho (ancho total 24 cm), por lo que el esfuerzo cortante último es:

$$V_u = \frac{V_u}{\varphi \cdot b \cdot d} = \frac{8948,67}{0,85 \cdot 24 \cdot 37} = 11,86 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Verificando:

$$V_u \leq V_c \quad \text{No cumple ... !!!}$$

La sección transversal no es suficiente para resistir las fuerzas cortantes. Como solución se puede incrementar el ancho de los nervios en la fila perimetral de alivianamientos:

El ancho efectivo de los nervios se incrementa de 24 cm a 40 cm, con lo que la capacidad resistente aumenta. El incremento de peso es mínimo, y el impacto de incremento de peso, y el cambio localizado de dimensiones de los nervios se calcula de la siguiente manera:

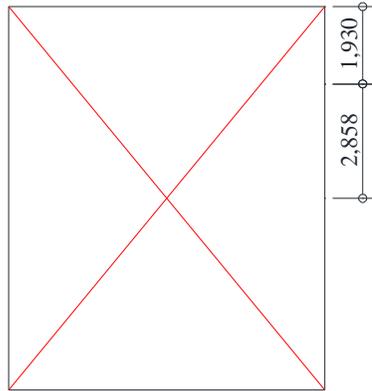
$$V_u = \frac{8948,67 \text{ [Kg]} + (1,6 \cdot (0,40 \text{ [m]} \cdot 0,65 \text{ [m]} \cdot 0,35 \text{ [m]}) \cdot 2400 \text{ [Kg]})}{0,85 \cdot 40 \text{ [cm]} \cdot 37 \text{ [cm]}}$$

$$V_u = 7,39 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Verificando:

$$V_u \leq V_c \quad \text{Ok ... Cumple ... !!!}$$

Ahora verificando en centro luz del nervio del tercer casetón vacío que está ubicado a 1,93 m del eje de la viga:



La fuerza cortante que actúa en 1 m de ancho de la zona crítica a cortante es:

$$V_u = 1,00 \text{ [m]} \cdot 2,858 \text{ [m]} \cdot 2060,72 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$V_u = 5889,54 \text{ [Kg]}$$

En 1 m de losa se dispone de dos nervios de 12 cm de ancho (ancho total 24 cm), por lo que el esfuerzo cortante último es:

$$V_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{9096,60}{0,85 \cdot 24 \cdot 37} = 7,80 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Verificando:

$$V_u \leq V_c \quad \text{No cumple ... !!!}$$

Si la solución elegida está basada en aumentar la sección para soportar el esfuerzo cortante y en consecuencia a una distancia de 1,93 m en el nervio del tercer casetón aún es necesario, se estaría logrando una estructura geoméricamente que cumpla con

las solicitaciones pero no una buena estética, por lo que es necesario diseñar los nervios con armaduras de corte hasta la longitud necesaria.

Partiendo de que las secciones transversales de los elementos sujetos a una fuerza cortante, deberá basarse en:

$$V_u \leq \varphi V_N$$

$V_U$ : Resistencia requerida por corte en la sección analizada

$V_N$ : Resistencia nominal al corte de la sección

$\varphi$ : Factor de reducción de resistencia para Cortante = 0.85

$$V_N = V_C + V_S$$

$V_C$ : Resistencia del concreto

$V_S$ : Resistencia del acero

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Si el Cortante máximo último calculado anteriormente es:

$$V_u = 1,00 \text{ [m]} \cdot 4,343 \text{ [m]} \cdot 2060,72 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$V_u = 8948,67 \text{ [Kg]}$$

En 1 m de losa se dispone de dos nervios de 12 cm de ancho (ancho total 24 cm), por lo que el esfuerzo cortante último es:

$$V'_u = \frac{V_u}{\varphi \cdot b \cdot d} = \frac{8948,67}{0,85 \cdot 24 \cdot 37} = 11,86 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Verificando:

$$V'_u \leq V_N \quad \text{No cumple ... !!!}$$

Por lo que la resistencia nominal suministrada por el refuerzo de cortante será:

$$V_S = V_N - V_C$$

$$V_s = 11,86 - 7,68 = 4,18 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Seguidamente se adopta un estribo de 6 mm de diámetro de dos piernas:

$$A_v = 0,283 \times 2 = 0,56 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Calculando la separación de los estribos:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{V_s \cdot bw} = \frac{0,56 \cdot 4200}{4,18 \cdot 12} = 45,90 \text{ [cm]}$$

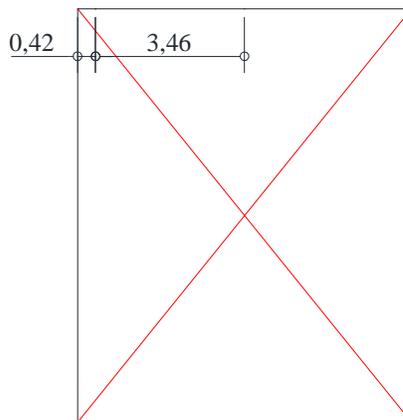
Podemos usar una separación máxima en caso de nervios de:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{37}{2} = 18,50 \approx 18 \text{ [cm]}$$

*Se usarán estribos hasta una distancia de 2.00 [m] desde el eje de la viga y a una separación de 15.00 [cm] y en resto del tramo central cada 25.00 [cm]*

**Verificando el Cortante en la luz menor de la losa se tiene:**

La sección de diseño está ubicada a 32 cm de la cara de la viga (45 cm de altura menos 3 cm de recubrimiento al centroide del acero); la cara de la viga está ubicada a 10 cm del eje de la viga (ancho de viga de 20 cm), por lo que la sección de diseño se ubica a 42 cm del eje de la viga.



La fuerza cortante que actúa en 1 m de ancho de la zona crítica a cortante es:

$$V_u = 1,00 \text{ [m]} \cdot 3,46 \text{ [m]} \cdot 2060,72 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$V_u = 7130,09 \text{ [Kg]}$$

En 1 m de losa se dispone de dos nervios de 12 cm de ancho (ancho total 24 cm), por lo que el esfuerzo cortante último es:

$$V'_u = \frac{V_u}{\varphi \cdot b \cdot d} = \frac{7130,09}{0,85 \cdot 24 \cdot 37} = 9,45 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el hormigón es:

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Verificando:

$$V'_u \leq V_N \quad \text{No cumple ... !!!}$$

Partiendo de que las secciones transversales de los elementos sujetos a una fuerza cortante, deberá basarse en:

$$V_u \leq \varphi V_N$$

$V_U$ : Resistencia requerida por corte en la sección analizada

$V_N$ : Resistencia nominal al corte de la sección

$\varphi$ : Factor de reducción de resistencia para Cortante = 0.85

$$V_N = V_C + V_S$$

$V_C$ : Resistencia del concreto

$V_S$ : Resistencia del acero

Si el Cortante máximo último calculado anteriormente es:

$$V_u = 7130,09 \text{ [Kg]}$$

En 1 m de losa se dispone de dos nervios de 12 cm de ancho (ancho total 24 cm), por lo que el esfuerzo cortante último es:

$$V'_u = 9,45 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Verificando:

$$V'_u \leq V_c \quad \text{No cumple ... !!!}$$

Por lo que la resistencia nominal suministrada por el refuerzo de cortante será:

$$\begin{aligned} V_s &= V_N - V_c \\ V_s &= 9,45 - 7,68 = 1,76 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Seguidamente se adopta un estribo de 6 mm de diámetro de dos piernas:

$$A_v = 0,56 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Calculando la separación de los estribos:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{V_s \cdot bw} = \frac{0,56 \cdot 4200}{1,76 \cdot 12} = 111,36 \text{ [cm]}$$

Podemos usar una separación máxima en caso de nervios de:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{37,00}{2} = 18,70 \approx 18 \text{ [cm]}$$

***Finalmente se usarán estribos hasta una distancia de 1,50 [m] desde el eje de la viga con una separación de 15 cm por fines constructivos y 25 cm en el resto del tramo central.***

### Armadura de Temperatura y Retracción de Fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el concreto de la losa de compresión, por conceptos de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la fisuración, se puede utilizar una malla electrosoldada con esfuerzo de fluencia de  $F_y = 2800 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$ , requiriéndose la siguiente armadura:

$$\rho_{\min} = 0,0020$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0020 \cdot 100 \text{ [cm]} \cdot 2,5 \text{ [cm]} = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ por metro de ancho}$$

El máximo espaciamiento entre alambres de la malla electrosoldada es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor:

$$e_{\max} = 5 \cdot (5 \text{ cm}) = 25 \text{ [cm]}$$

Se puede escoger una malla con alambres de 4 mm de diámetro espaciados cada 25 cm como se muestra en la figura 17, que debe colocarse a media altura en la losa de compresión.

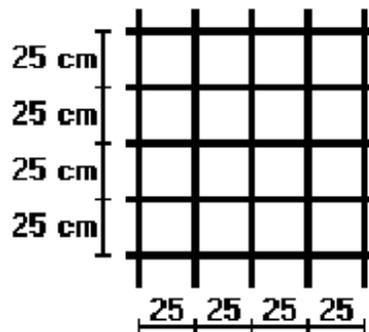


FIGURA 4.34 Geometría de malla electrosoldada en la capa de compresión

## **4.9 Presupuesto de la Estructura**

A continuación muestra el Presupuesto General del Proyecto, como se planteó en la propuesta del presente trabajo sólo se realizaría el diseño estructural, por lo que no se vieron en este estudio los aspectos de instalaciones de todos los servicios, por lo que se presenta el presupuesto con ítems de obra gruesa y acabados.

### **4.9.1 Generalidades**

Un presupuesto es un valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser terminada. No debe perderse de vista que un presupuesto establecido por cualquier sistema de cálculo no es definitivo ni presenta un valor inalterable, que permita o afirme que su valor sea exactamente el mismo al que se llegará a cabo de la finalización de la obra, por el contrario, es solamente aproximado y este grado de aproximación dependerá en gran parte de los sistemas de cálculos empleados.

El valor real de la construcción será resultado de la aplicación de los volúmenes reales de cada una de las partes de la estructura a los precios unitarios. El costo total o presupuesto podrá variar a medida que se ejecuten las obras como consecuencia de variaciones convencionales tanto arquitectónicas o estructurales u otros factores que no fueron previstos.

### **4.9.2 Precios Unitarios**

El Precio Unitario está formado por los siguientes rubros:

1. Costo de material.
2. Costo de la mano de obra, incluyendo beneficios sociales.
3. Desgaste de herramientas.
4. Gastos Generales.
5. Utilidades.

#### **4.9.2.1 Costo de materiales**

El costo de materiales se calculará en base a los precios al por mayor vigentes en el mercado a la fecha de la determinación del costo.

#### **4.9.2.2 Costo de la mano de obra**

El costo de la mano de obra se deberá realizar en base al rendimiento promedio del obrero para ejecución de la unidad a medida de una hora, los beneficios sociales se calcularán de acuerdo a las estipulaciones del código de trabajo.

Para la elaboración de los Precios Unitarios se utilizó el 60% del subtotal de la mano de obra para los beneficios sociales.

#### **4.9.2.3 Desgaste de Herramientas**

Se toma en cuenta un 5% de la mano de obra y está destinado a la reposición de herramientas, equipos y maquinarias que proporciona la empresa constructora a los trabajadores para la ejecución de la obra.

#### **4.9.2.4 Gastos Generales**

Son los indirectos que no son atribuibles a la obra y se considerarán aunque estos no se ejecuten, comprendiendo el sueldo de profesionales, material de escritorio, correspondencias, impuestos, carteles e imprevistos. Los gastos generales comprenden un 10-15 % aplicados a la suma de los rubros, costo de materiales más costo de la mano de obra. Para el presente proyecto se trabajó con un valor del 10%.

#### **4.9.2.5 Utilidad**

Es la ganancia o beneficio que recibe la empresa por la realización de la obra y se toma como un 8% de los rubros de los rubros anteriores.

El análisis de Precios Unitarios se adjunta en el Anexo 10 Análisis de Precios Unitarios.

**PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL CENTRO CULTURAL DE  
URIONDO**

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	1,00	3.416,97	3.416,97
2	REPLANTEO Y TRAZADO	m²	713,26	4,95	3.530,64
3	EXCAVACIÓN S/DURO C/MAQUINARIA P/ZAPATAS	m³	191,41	21,85	4.182,31
4	H°S° DE NIVELACIÓN	m²	95,70	42,07	4.026,10
5	ZAPATAS DE H°A°	m³	31,90	3.222,96	102.812,42
6	RELLENO Y COMPACTADO C/MAQUINARIA (ZAPATAS)	m³	152,20	51,50	7.838,30
7	EXCAVACIÓN MANUAL S/DURO P/CIMENTOS	m³	32,74	105,16	3.442,94
8	CIMENTOS DE H°C° (1:2:4) 60% P.D.	m³	32,74	704,81	23.075,48
9	SOBRECIMENTOS DE H°A°	m³	16,37	4.694,03	76.841,27
10	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMENTOS	m	272,86	22,25	6.071,14
11	COLUMNAS DE H°A°	m³	35,97	5.229,73	188.113,39
12	VIGAS DE H°A°	m³	71,29	5.187,24	369.798,34
13	LOSA ALIVIANADA H=20 CM VIGUETAS PRETENSADAS	m²	1.146,13	372,44	426.864,66
14	LOSA NERVADA BIDIRECCIONAL	m²	148,68	629,80	93.638,66
15	ESCALERA DE H°A°	m³	8,63	5.339,80	46.082,47
16	MURO DE LADRILLO 6H E=18 CM (12x18x24)	m²	1.354,31	198,95	269.439,97
17	CUBIERTA DE POLICARBONATO E=1CM + ESTRU. METÁLICA	m²	86,11	595,58	51.285,39
18	CUMBRERA P/POLICARBONATO	m	13,35	91,96	1.227,67
19	BOTAGUAS DE H°A°	m	82,97	147,93	12.273,75
20	EMPEDRADO Y CONTRAPISO DE H°	m²	722,90	160,68	116.155,57
21	PROV. Y COLOC. PISO DE CERÁMICA NACIONAL	m²	1.878,25	246,01	462.068,28
22	ZÓCALO DE CERÁMICA	m	786,66	48,12	37.854,08
23	REVOQUE INTERIOR DE YESO	m²	2.006,41	105,36	211.395,36
24	REVOQUE CIELO RASO S/LOSA	m²	1.233,44	141,62	174.679,77
25	REVOQUE EXTERIOR CAL CEMENTO	m²	1.003,35	188,64	189.271,94
26	REVESTIMIENTO CERÁMICO	m²	34,38	284,20	9.770,80
27	PINTURA INTERIOR LÁTEX (MONOPOL)	m²	2.006,41	28,41	57.002,11
28	PINTURA EXTERIOR LÁTEX (MONOPOL)	m²	1.003,35	30,86	30.963,38
29	PROV. Y COLOC. DE ESTRUCTURAS DE ALUM. C/VIDRIO	m²	314,15	574,69	180.538,86
30	PROV. Y COLOC. PUERTA DE MADERA C/MARCO DE CEDRO	m²	85,00	686,40	58.344,00
31	PROV. Y COLOC. CHAPA INTERIOR PAPAIZ	pza	27,00	353,38	9.541,26
32	PROV. Y COLOC. BARANDADO METÁLICO	m	64,96	324,26	21.063,93
	<b>Total presupuesto:</b>				<b>3.252.611,21</b>

Son: Tres Millones Doscientos Cincuenta y Dos Mil Seiscientos Once con 21/100 Bolivianos.

Considerando que éste costo de la obra no toma en cuenta la supervisión ni el equipamiento.

Por lo que el precio por metro cuadrado es equivalente a:

**1538.87 Bs/m<sup>2</sup>**

Tomando en cuenta la Unidad de Cambio a Dólares Americanos de 6.96 Bs:

**221.10 \$/m<sup>2</sup>**

El análisis de Precios Unitarios se adjunta en el Anexo 10 y los cálculos métricos y el 11 Cálculos Métricos.

#### **4.10 Especificaciones Técnicas**

Las Especificaciones Técnicas de los Ítems analizados en el Presupuesto General se adjuntan en el Anexo 9 Especificaciones Técnicas.

#### **4.11 Cronograma de Actividades**

Se adjunta el Cronograma de actividades para la Construcción del Bloque Administrativo del Centro Cultural de Uriondo en el Anexo 12 Cronograma de Actividades.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 Conclusiones

- Se pudo realizar el Diseño Estructural del Bloque Administrativo para el Centro Cultural de Uriondo siguiendo las especificaciones de las Normativas utilizadas.
- El diseño de los elementos de Hormigón Armado fue elaborado usando el software estructural CYPECAD v.2014, se usaron los conocimientos y la bibliografía para el uso correcto en este diseño, efectuando las correcciones y verificaciones dentro del programa como manualmente en el presente trabajo.
- En el diseño de la estructura de sustentación de la cubierta se tuvo en cuenta el tipo de cubierta a usar, sobre todo en cuanto a la distribución de los elementos de apoyos del tipo de cubierta, que para el presente proyecto corresponde a una cubierta de policarbonato translúcido, respetando las especificaciones del fabricante en cuanto a su uso y método de instalación.
- Para obtener un mejor cálculo y resultado estructural, se integró la estructura metálica de la cubierta a la estructura de hormigón armado, transmitiendo así los esfuerzos y obteniendo reacciones y esfuerzos más reales, esto fue posible mediante el software CYPECAD v.2014 y su aplicación de Metal 3D.
- Respecto al Aporte Académico se concluye que el método es confiable en cuanto a su aplicación respetando las condiciones que el mismo requiere para el diseño de losas reticulares en dos direcciones.
- Después del cálculo se elaboraron los planos estructurales y detalles constructivos para el presente proyecto.
- El Presupuesto para la Construcción del Bloque Administrativo para el Centro Cultural de Uriondo tiene un costo de **3'252,611.21 Bs.** sin incluir la supervisión, instalaciones ni equipamiento, por lo que se tiene un costo de **1538.87 Bs/m<sup>2</sup>** y su equivalente en dólares americanos de **221.10 \$/m<sup>2</sup>**.

- El plazo para la ejecución del proyecto es de 365 días.

## **5.2 Recomendaciones**

- Respecto a la cubierta, los elementos metálicos que la conforman para su sustentación son perfiles laminados rectangulares 80x40x4mm, y están espaciados considerando las especificaciones del tipo de cubierta a usar, que corresponde a policarbonato alveolar de 10 mm de espesor, sobre todo para evitar que las juntas entre placas sean visibles se recomienda que las mismas estén sobre las correas de los perfiles, debido a que los elementos de juntas y sujeción recomendados por el fabricante garantizan un buen funcionamiento.
- Se aconseja que cuando se utilice un software estructural como CYPECAD debe realizarse una revisión minuciosa de las armaduras de todos los elementos estructurales, modificando si es necesario las mismas para obtener una armadura más económica pero respetando las cuantías mínimas y máximas que indica la Norma y la cuantía necesaria para resistir los esfuerzos más críticos.
- En cuanto al uso del Método del Nervio continuo para el diseño de losas reticulares se deberá trabajar con la envolvente de momentos flectores en ambas direcciones, con el fin de obtener el armado adecuado ante las solicitaciones de carga más crítica del elemento estructural.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas. Se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.