

# **1. CAPÍTULO I**

## **ANTECEDENTES**

### **1.1. El Problema.**

En la actualidad la comunidad de Erquis Sud, cuenta con dos cuartos los cuales funcionan como: ambiente de reunión, depósito de materiales de los beneficiarios de distintos programas de agricultura, ganadería. Los cuales hoy en día han quedado insuficientes en referencia a la cantidad de Comunarios que radican en la zona estudiada.

De acuerdo a esta observación se puede deducir que la problemática radica en la cantidad de Comunarios que viven en la zona, lo cual es insuficiente la infraestructura actual que genera un inadecuado desarrollo socio-productivo de la zona.

#### **1.1.1. Planteamiento.**

La comunidad de Erquis Sud, de la provincia Méndez del departamento de Tarija, afronta una incipiente gestión de proyectos, para emprendimientos productivos que permitan establecer y constituir ambientes donde se puedan desarrollar asambleas, reuniones y capacitaciones, sobre diferentes asuntos de participación e interés socio productivo.

La crisis económica que atraviesa el departamento de Tarija ocasiona una deficiente gestión por parte de las autoridades sub-gubernamentales que se ven incapacitadas al destinar recursos económicos para obras de infraestructuras de emprendimientos productivos para las comunidades de la provincia.

Además se observa claramente las variables que intervienen en el problema:

- Comunarios de Erquis Sud.
- Autoridades de la provincia Méndez.

Por lo cual se observa que debido a las variables mencionadas del estudio del problema se tiene un efecto de: la postergación de proyectos socio-productivos en la comunidad de Erquis Sud, desinformación de beneficios sociales que aumentaría la producción local, necesidad de ambientes destinadas para el directorio de la comunidad la cual vele por los beneficios e intereses de la comunidad para prevenir una baja producción y desarrollo de la comunidad.

A causa de dichos efectos se plantean las siguientes soluciones al problema del perfil, las cuales son:

- Reuniones imprevistas en el colegio de la comunidad.
- Construcción del “CENTRO PRODUCTIVO COMUNAL” de Erquis Sud.

### **1.1.2. Formulación.**

Haciendo un análisis de las alternativas para llegar a la adecuada solución de la situación existente, da como resultado que:

- La alternativa de realizar reuniones en el colegio de la comunidad de Erquis Sud puede ocasionar: incomodidades debido a que no son ambientes destinados para reuniones, asambleas y capacitaciones ya que no se cuenta con insumos necesarios para dichas actividades lo cual hace que sea una alternativa no viable.
- Construcción del “CENTRO PRODUCTIVO COMUNAL” para la comunidad de Erquis Sud es la alternativa más viable, la cual satisface las necesidades de los Comunarios para las actividades sociales requeridas.

### **1.1.3. Sistematización.**

Con la alternativa definida tanto técnica y económica para el diseño y construcción del “CENTRO PRODUCTIVO COMUNAL” el cual cuenta con planos arquitectónicos siendo que se empleara el diseño y análisis estructural.

## **1.2. Objetivos.**

### **1.2.1. Objetivo General.**

Diseñar estructuralmente la infraestructura del “Centro Productivo Comunal” de Erquis Sud según la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y el método LRFD para el diseño de la estructura metálica como sustentación de la cubierta.

### **1.2.2. Objetivo Específico.**

- Realizar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del terreno.
- Diseñar los elementos estructurales de hormigón armado siguiendo lo especificado en el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).

- Diseñar las cimentaciones de acuerdo al tipo de suelo de fundación.
- Estimar el costo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto
- Determinar el plazo de ejecución estimado.
- Realizar planos estructurales.
- Diseñar el aporte académico planteado.

### **1.3. Justificación.**

#### **1.3.1. Académica.**

Profundizar y contribuir en práctica todos los conocimientos adquiridos en la formación académica, para la selección de una alternativa estructural para una edificación. Con el objeto de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al proyecto, haciendo un análisis de las alternativas que se tienen para dar solución al problema del estudio de tal manera que se pueda comparar con los diferentes esquemas estructurales de los edificios que se pueden llegar a realizar a fin de llegar a una solución técnica viable, realizando el dimensionamiento de todos los elementos intervinientes adecuadamente y según las normativas vigentes en nuestro país.

#### **1.3.2. Técnica.**

Se realizara el diseño estructural óptimo, en cuanto al espacio requerido, del proyecto se pretende que la estructura resista de acuerdo al requerimiento para el cual fue diseñada de tal manera que brinde seguridad y confort a los Comunarios, también se pretende que los costos de la estructura no sean elevados ya que no existirá un sobredimensionamiento, ni un sobre precio por lo tanto se utilizara materiales disponibles en nuestro medio.

#### **1.3.3. Social-Institucional.**

Se contribuirá con una solución adecuada a la falta de ambientes para llevar a cabo reuniones, asambleas y capacitaciones de carácter socio-productivos, y acontecimientos sociales de carácter de todo tipo concerniente a la comunidad y también de la población en general.

### **1.4. Alcance del Proyecto.**

#### **1.4.1. Resultados a Lograr.**

- Levantamiento Topográfico: Se realizara el levantamiento de la topografía del terreno, para poder hacer el diseño correspondiente de la estructura nueva.
- Estudio de suelos: para el diseño estructuras, se hace un estudio de suelos estratificado para determinar la capacidad máxima de carga que acepta el terreno, la cual debe ser suficiente para soportar el peso propio de la estructura. Además con la capacidad portante, diseñar las fundaciones, la profundidad a la cual van a estar ubicadas, este estudio será realizado en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. a base de muestras tomadas en el lugar de emplazamiento.
- Diseño y cálculo estructural de: vigas H°A°, columnas H°A°, zapatas corridas H°A°, diseño de cerchas metálica, e infraestructura en general. (Estudiante - en función al marco teórico que se desarrollara en la propuesta.)
- Diseño y cálculo estructural de la cubierta: cercha metálica (Estudiante - en función al marco teórico que se desarrollara en la propuesta y al estudio de alternativas).
- Realización del presupuesto de la obra con especificaciones técnicas, cómputos métricos y precios unitarios.
- Elaboración del informe del proyecto.
- Estudios que sean necesarios para realizar el cálculo estructural con éxito.

#### **1.4.2. Restricciones.**

- No se realizara el diseño de las instalaciones de agua potable, sanitarias, pluviales, eléctricas y telefónicas, ya que el proyecto es solamente de diseño y calculo estructural.
- No se realizara el análisis Socio – Económico.

### **1.5. Descripción general del Área de Proyecto.**

#### **1.5.1. Localización.**

Bolivia está ubicada en América del Sur, dividida políticamente en nueve departamentos: La Paz, Cochabamba, Santa Cruz, Oruro, Potosí, Chuquisaca, Beni, Pando y Tarija. En este último se encuentra ubicado el proyecto.

Tarija se encuentra ubicada al sur de Bolivia, limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al Sur con la Republica de Argentina, al este con la república del Paraguay y al oeste con el departamento de Potosí.

El terreno de emplazamiento del Centro Productivo Comunal de Erquis Sud se encuentra ubicado en la jurisdicción de San Lorenzo primera sección, provincia Méndez, aproximadamente a 10 Km del departamento de Tarija con las siguientes coordenadas al Sur  $21^{\circ}28'48,72''$  al Oeste  $64^{\circ}47' 20,18''$  con una elevación de 2036 m.s.n.m.



**Figura 1.1. Ubicación geográfica (fuente: googleearth.com)**

### **1.5.2. Información Socioeconómica relativa al Proyecto.**

En la Provincia Méndez se ha instalado emprendimientos ligado a su vocación frutícola, agrícola, pecuaria, artesanal y sobre todo la turística.

Entre estos emprendimientos destaca la artesanal que tienen significativa importancia, por su iniciativa y emprendimiento privado, familiar y/o asociativo, que ante la adversidad de un mercado no resguardado, como el nuestro se desarrollan; entre los que se pueden señalar la producción de quesos de cabra, destilados de uva que se los exponen en las diferentes ferias productivas que emprende la comunidad.

### 1.5.3. Aspectos Demográficos.

Según los datos preliminares del Instituto Nacional de Estadística (INE) del último censo realizado en año 2012 en la siguiente grafica se puede observar:

**TABLA 1.1**  
**Aspectos Demográficos**

| Distrito                     | Descripción | Población Empadronada | Hombres | Mujeres | Viviendas | N° de familias |
|------------------------------|-------------|-----------------------|---------|---------|-----------|----------------|
| II Tomatitas, 10 comunidades | Erquis Sud  | 465                   | 236     | 229     | 164       | 99             |

**Fuente: INE (Instituto Nacional de Estadística)**

### 1.5.4. Aspectos Sociales y Culturales.

Entre los aspectos sociales y culturales están destinados al Turismo tanto en ámbito local, departamental, nacional e internacional.

Los sitios turísticos localizados en el Municipio de San Lorenzo, son los siguientes:

- Tomatitas.
- Casa Museo de Eustaquio Méndez.
- Las cascadas de Coimata.

Como actividades y fiestas importantes:

- El Carnaval Chapaco (San Lorenzo y El Rancho).
- La Pascua Florida (San Lorenzo).

Y finalmente, con referencia a las tradiciones y comidas:

- Panes (de San Lorenzo y La Victoria), rosquetes, empanadas blanqueadas entre otros.
- Vino Patero Artesanal (el Rancho, Sella).

### 1.5.5. Servicios Básicos Existentes.

Los servicios básicos son de vital importancia. Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros. Sin embargo, no todas las

comunidades son atendidas por el gobierno central y/o municipal, debido a muchos factores tales como falta de recursos financieros, descuido de las autoridades centrales, entre otros factores.

**a). Agua Potable.**

En base a los datos del CENSO 2012 En todo el municipio el 75,14% de las viviendas cuenta con una conexión de agua por cañería en su vivienda. Siendo el área urbana con mayor cobertura que en el área rural. En el área rural hay muchas comunidades con las viviendas muy dispersas, que hacen difícil y costoso conectar todas las viviendas a una red comunal de agua potable.

**b). Alcantarillado Sanitario.**

Alcantarillado público solamente existe en la ciudad de San Lorenzo y su cobertura alcanza a un 85% de los hogares, una de las dificultades que tienen el sistema de alcantarillado es el referido al tratamiento de las aguas, que se las tiene en contenedores y/o cámaras que desembocan en alguna quebrada que es afluente al río Guadalquivir.

**c). Energía Eléctrica.**

En base a la información recabada del CENSO 2012, se puede señalar que aproximadamente un 73,9% de las comunidades tienen tendido de electricidad domiciliaria, mientras que el 21,1% no lo tiene.

**d). Manejo de Residuos Sólidos.**

Referente al manejo de los residuos sólidos en el municipio, solo la ciudad de San Lorenzo vienen los camiones de basura de la Empresa Municipal de Aseo de Tarija (EMAT), para recoger la basura, significando solo el 12% de los hogares.

En otras comunidades en el área rural no existe el servicio de recolección de residuos sólidos dado que la generación de basura no es muy importante como en el área urbana, entonces en la mayoría de las comunidades, la gente entierra o quema.

## **2. CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Diseño arquitectónico y descripción general**

Se diseñó espacios tanto para uso exclusivo de los beneficiarios, áreas de servicio, sectores administrativos, y espacios de uso recreativo.

Este diseño fue hecho exclusivamente para cubrir la primera necesidad, que es la zona de reuniones, el diseño de este edificio contempla un salón, que por razones de uso debe ser exento de columnas. Aprovechando la superficie y espacios de este salón se diseñó un área de oficinas en la parte superior a este, como el proyecto es un lugar multi uso se cuenta con batería de baños y una cocina, cumpliendo con todas las exigencias de los beneficiarios.

#### **2.2. Levantamiento topográfico**

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre. Tomando los datos necesarios para la presentación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

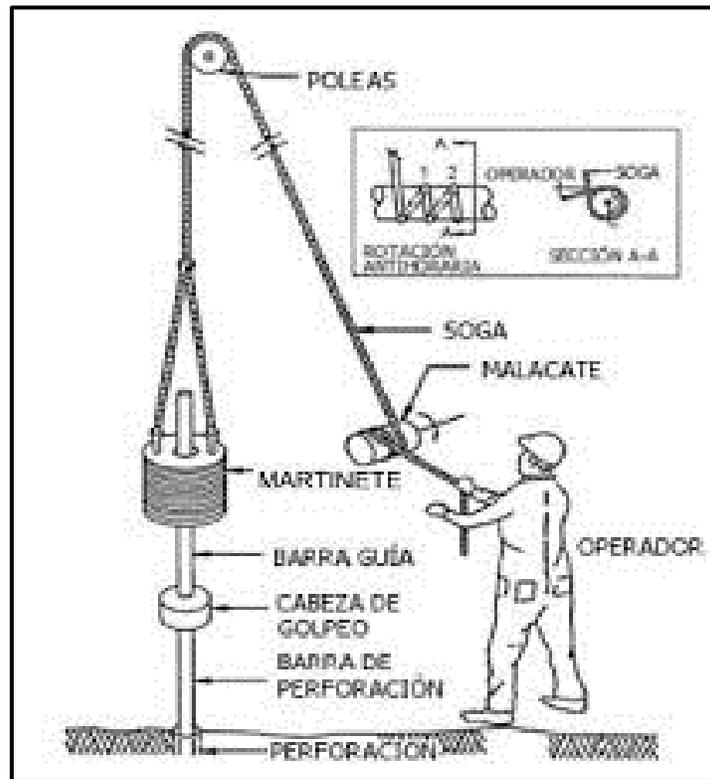
Los planos del levantamiento topográfico del presente proyecto fueron proporcionados por la Dirección de Obras Públicas de la Sub Gobernación de la Provincia Méndez.

#### **2.3. Estudio de suelos**

Para el diseño estructural se debe tener en cuenta la capacidad portante del suelo donde se vaya a emplazar la estructura, el estudio de suelos será evaluado según la norma de cimientos E-050 de suelos y cimentaciones de la norma española, para la determinación de la profundidad de fundación y las pruebas geotécnicas, entre las muchas maneras de ensayos, la más adecuada para nuestro caso es la prueba de PENETRACION ESTANDAR SPT-ASTM 1586, esta consiste en una prueba de campo, que tiene como finalidad encontrar el esfuerzo admisible del suelo

**2.3.1. Prueba de penetración estándar SPT-ASTM 1586.-** El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de

diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lb (63,5 kg) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar él toma muestras 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.



**Figura 2.1 Esquema de la prueba SPT (fuente norma E050 de cimentación)**

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa o el ángulo de fricción efectivo (f) de estos (Peck et al., 1974). De igual manera, N puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aun cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos. Cuando los suelos encontrados en la exploración muestran una presencia predominante de grava gruesa o peñones, se dificulta grandemente el paso de la punta de la cuchara partida a través de ellos. En estos casos es común la substitución del toma muestras por un cono sólido con un ángulo de 60°. Esto impide la recuperación de material, pero permite la obtención del número de golpes N (ligeramente mayor que si hubiese sido obtenido con él toma-muestras).

Pero para el trabajo de gabinete en laboratorio se deben contar con otros datos acerca del suelo en estudio como ser su granulometría, los límites de consistencia, su clasificación según la normativa SUCS, y con todos estos datos se puede recurrir a los ábacos de la prueba SPT y determinar el esfuerzo admisible del suelo en estudio.

## **2.4. Normas de diseño**

La norma utilizada para el diseño estructural es el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), vigente en Bolivia, la cual será complementada con una bibliografía de diferentes autores que hacen mención al Código Español (EHE), también se utilizara la el Decreto Básico de Seguridad Estructural – Acciones sobre Estructura (DBSE-AE) del 2007 que es la normativa par cargas de servicio en edificios según la instrucción española, y esta a su vez fue resumida del Euro código y para el estudio de suelos se utilizara la norma E-050 de la Instrucción Española.

## **2.5. Hormigón armado**

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, de acero; este hormigón reforzado se conoce como ‘hormigón armado’. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción 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.

**2.5.1. Hormigones.-** A continuación se da mención a las características generales de los

Concretos usados en la construcción civil:

**2.5.1.1. Componentes.-** Los hormigones se componen principalmente de tres materiales, que son los cementos, áridos y agua, estos materiales al ser amasados forman el hormigón o concreto.

**2.5.1.1.1. Cementos.-** Los cementos a utilizar en los proyectos de hormigón armado deben estar regidos por las especificaciones técnicas de las normativas nacionales del cemento PORTLAND: NB 2.1-001 hasta NB 2.1-014, que son las características que el fabricante

supervisa y garantiza a la hora de su elaboración. En nuestro medio el cemento más utilizado para proyectos es el cemento IP-30 estandarizado y el IP-40 de la fábrica de cemento el puente de alta resistencia, que son los que se fabrican comúnmente.

**2.5.1.1.2. Áridos.-** Los áridos que se utilizan para el concreto armado tienen que tener ciertas características pero la más importante es el tamaño máximo de sus partículas en especial el de las gravas, y este tamaño máximo es el menor de las siguientes recomendaciones:

- Los 5/6 de la distancia entre armaduras horizontales.
- La 1/4 parte de la pieza de menor dimensión que se hormigona.
- Un 1/3 de la altura libre de los nervios de entre pisos.
- Un 1/2 del espesor mínimo de la losa superior de los entre pisos.

**2.5.1.1.3. Agua.-** El agua utilizada para el amasado del concreto debe ser de un carácter aceptable siendo esta agua potable libre de contaminación.

**2.5.1.2. Propiedades del hormigón.-** Entre las más importantes para la construcción tenemos: Resistencia, consistencia y el coeficiente de dilatación térmica.

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

**TABLA 2.1.  
Resistencia característica del hormigón**

| <b>Tipos de Hormigones Según su Resistencia</b> |     |        |     |     |     |     |     |     |     |     |
|---|-----|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| H 12.5  | H15 | H 17.5 | H20 | H25 | H30 | H35 | H40 | H45 | H50 | H55 |

**Fuente: Norma CBH-87**

**2.5.1.2.2. Consistencia.-** La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizan hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado.

**2.5.1.2.3. Coeficiente de dilatación térmica.-** El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara igual al del hormigón, es decir:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} /C$

**2.5.2. Aceros.-** Las armaduras para el hormigón armado serán de acero y estarán constituidas por barras lisas, barras corrugadas y mallas electro soldadas, sus características geométricas comerciales y mecánicas se presentan a continuación:

**2.5.2.1. Características geométricas.-** Los diámetros nominales en milímetros de las barras corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en  $cm^2$  que se indican:

**TABLA 2.2.**  
**Diámetros y áreas de barras corrugadas**

| Diámetro mm | 4     | 6     | 8     | 10    | 12    | 16    | 20    | 25    | 32    |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Área $cm^2$ | 0,126 | 0,283 | 0,503 | 0,785 | 1,131 | 2,011 | 3,142 | 4,909 | 8,042 |

Fuente: Código Boliviano del Hormigón (CBH-87)

**2.5.2.2. Características mecánicas.-** Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, expresadas en la siguiente tabla:

**TABLA 2.3.**  
**Clases de aceros y sus características técnicas**

| Designación | Clase de acero | Límite elástico $f_y$ , en MPa no menor que | Carga unitaria de rotura $f_s$ , en MPa no menor que | Alargamiento de rotura, en % sobre base de diámetros, no menor que | Relación $f_s/f_y$ , en ensayo no menor que |
|-------------|----------------|---|--|--|---|
| AH 400 N    | D.N.           | 400   | 520  | 16   | 1,29  |
| AH 400 F    | E.F.           | 400   | 440  | 12   | 1,1   |
| AH 500 N    | D.N.           | 500   | 600  | 14   | 1,2   |
| AH 500 F    | E.F.           | 500   | 550  | 10   | 1,1   |
| AH 600 N    | D.N.           | 600   | 700  | 12   | 1,16  |
| AH 600 F    | E.F.           | 600   | 660  | 8  | 1,1   |

Fuente: Código Boliviano del Hormigón (CBH-87)

Con los cuales se diseñan los refuerzos a tracción del hormigón.

**2.5.3. Estados Límites.-** El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87) 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 (CBH-87) consiste en:

- 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.
- Obtención 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.
- 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.

**2.5.3.1. Estados límites últimos (E.L.U.).-** La denominación de estados límites últimos (E.L.U.) engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

- Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).
- Estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural).
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje).
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección).

**2.5.3.2. Estados límites de servicio (E.L.S.).-** Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentra (se estudia a nivel de sección de la pieza). Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura, se encuentran los siguientes estados límites de utilización:

- Estado límite de deformación, caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural).

- Estado límite de fisuración, caracterizado por alcanzarse una abertura máxima en las grietas ocurridas por las deformaciones o fenómenos de retracción y fraguado del hormigón (se estudia a nivel de sección o pieza).
- Estado límite de vibraciones, caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura (se estudia de estructura o elemento estructural).

Por razones estéticas los estados límites de utilización o servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación, dejándose a juicio del proyectista la definición, que, en cada caso, se haga de cada uno de ellos.

**2.5.3.3. Coeficientes de minoración de resistencia de materiales y mayoración de cargas.-** Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

**TABLA 2.4.**  
**Coeficientes de mayoración de cargas**

| Coeficiente básico | Nivel de Control y daños previsibles   |                                     | Corrección |
|--------------------|--|-------------------------------------|------------|
| $\gamma_f = 1,6$   | 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: Código Boliviano del Hormigón (CBH-87)**

El valor final de  $\gamma_f$ , 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  $\gamma_f$  en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, en los E.L.S. estos coeficientes valen 1 para todas las hipótesis.

**TABLA 2.5.**  
**Coefficientes de minoración de 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 | $\gamma_c = 1,5$    | Reducido         | +0.20      |
|          |                     | Restantes Casos  | 0          |
|          |                     | Intenso          | -0.10      |

**Fuente: Código Boliviano del Hormigón (CBH-87)**

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

- Coefficientes de minoración del acero.....  $\gamma_s = 1.15$
- Coefficiente de minoración del hormigón.....  $\gamma_c = 1.50$
- Coefficiente de las acciones de efecto desfavorable.....  $\gamma_{fg} = 1.60$

**2.5.3.4. Hipótesis de cargas.-** 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 según el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), 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.

**HIPOTESIS I**      $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$

**HIPOTESIS II**      $0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$

**HIPOTESIS III**      $0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Dónde:

$G$  = Valor característico de las cargas permanentes.

$Q$  = Valor característico de las cargas variables de uso.

$W$  = Valor característico de las cargas de viento.

$Q_{eq}$  = Valor de las cargas variables durante la acción sísmica.

$W_{eq}$  = Valor de las cargas de viento durante la acción sísmica.

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

Los coeficientes de ponderación  $\gamma$ , para el caso de control normal se ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$ . Si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,50$  Si el efecto de las cargas permanentes se desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$  si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,60$  Si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

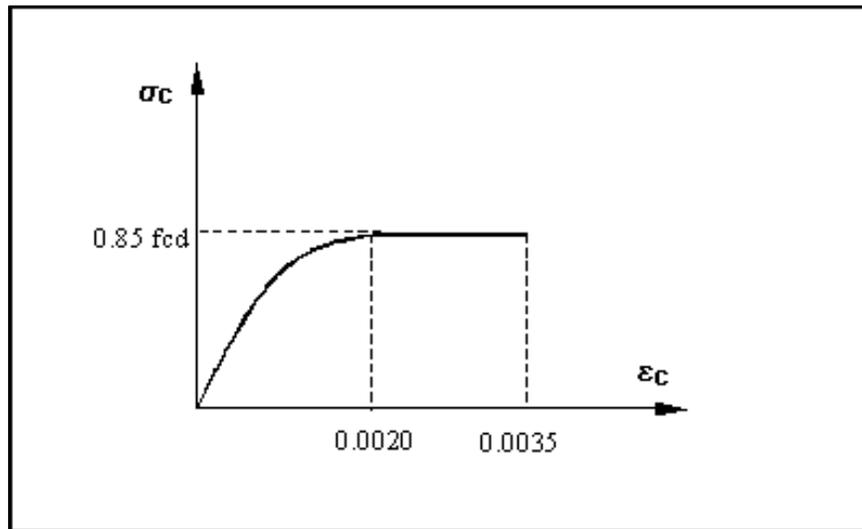
La hipótesis III solo se utiliza en la comprobación relativa de las demás hipótesis según lo establecido en el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).

**2.5.4. Bases de cálculo.-** En el estudio de las secciones de forma cualquiera sometidas a sollicitaciones normales, en el estado límite ultimo de agotamiento resistente, es decir en el agotamiento por rotura o por deformación plástica excesiva, se efectúa bajo las siguientes hipótesis.

**2.5.4.1. Caracterización del estado límite último (E.L.U.).-** En todas las sollicitaciones que se presentan en una sección que van desde tracción a compresión centrada se conocen las deformaciones de las fibras extremas de la sección en estudio.

**2.5.4.2. Compatibilidad de deformaciones.-** Bajo sollicitaciones normales a la sección tanto la armadura de acero como el concreto tienen la misma deformación. Se admite el la hipótesis de Bernoulli de que las deformaciones normales a una sección transversal siguen una ley de linealidad plana. Como consecuencia de esta hipótesis y de la anterior, al conocerse las deformaciones en dos fibras de la sección las demás quedan determinadas mediante trigonometría simple.

**2.5.4.3. Diagrama tensión deformación del hormigón.-** En el diagrama de esfuerzo y deformación del concreto parábola-rectángulo, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en abscisa 2 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en compresión simple, y el vértice del rectángulo en la abscisa 3.5 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en flexión. La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión de  $0.85 \cdot f_{cd}$ , siendo  $f_{cd}$  la resistencia minorada o de cálculo del hormigón a compresión.



**Figura 2.2. Diagrama parábola rectángulo (fuente: Norma CBH-87)**

Este diagrama conduce a resultados perfectamente concordantes con la experimentación existente.

**2.5.4.4. Diagrama tensión deformación del acero.-** La tensión en cualquier armadura se obtiene a partir de la deformación de la fibra correspondiente, mediante el diagrama tensión deformación de cálculo del acero.

En la normativa española se admite, a falta de datos experimentales, el diagrama característico del acero sea formado por una recta de Hooke y otra recta inclinada determinada como se indica en la figura.

La rama de compresión es simétrica a la de tracción respecto al origen. Como módulo de deformación del acero se admite un valor de  $E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$  (MPa).

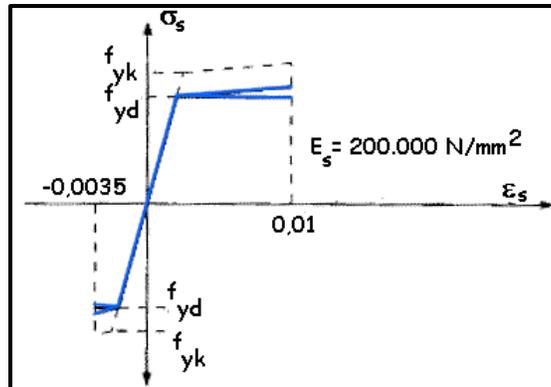


Figura 2.3. Diagrama tensión deformación del acero (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

**2.5.5. Dominios de deformación.-** Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la figura.

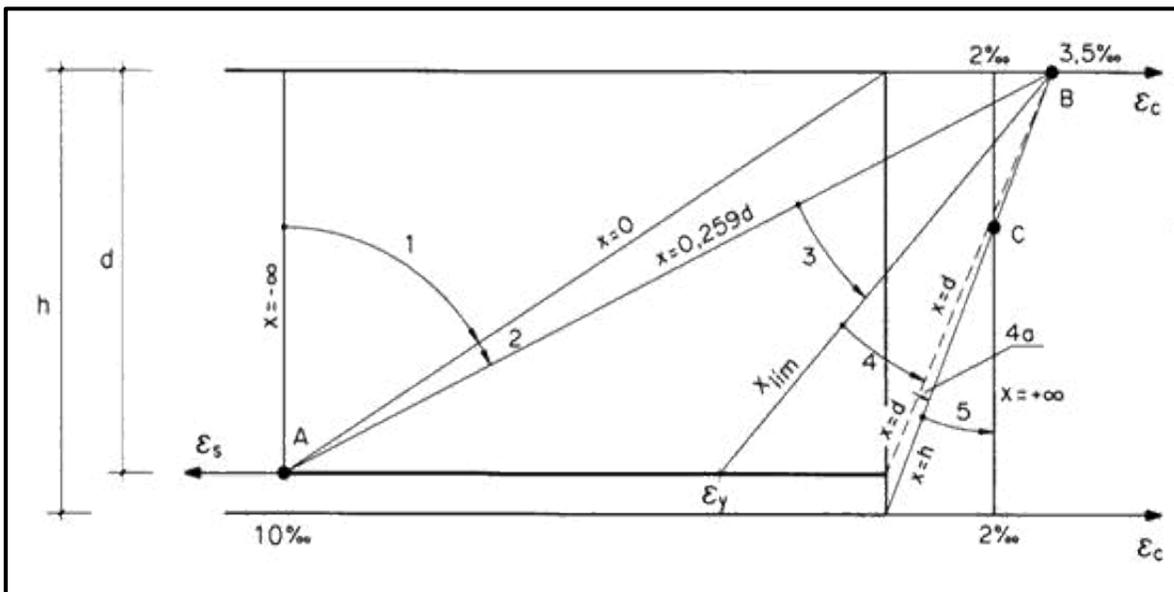


Figura 2.4. Dominios de deformación (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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

Dominio 2: Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón:  $\epsilon_{cu} = 3,5$  por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$  el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

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

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

**2.5.6. Flexión.-** La flexión según el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya, se analiza como a continuación se describe:

La profundidad del eje neutro varia en el intervalo  $0.259 * d \leq x \leq x_{lim}$  y las rectas de deformación giran alrededor del punto B, es decir que la deformación de la fibra más comprimida del hormigón alcanza su valor de agotamiento  $\epsilon_c = 0.0035$ , al que corresponde una tensión igual a  $0.85 * f_{cd}$ . La deformación  $\epsilon_1$  de la armadura de tracción está comprendida entre  $0.010 \geq \epsilon_1 \geq \epsilon_y$  y por tanto esta armadura tendrá una tensión igual a su resistencia de cálculo  $f_{yd}$ . En este dominio tanto el hormigón como la armadura de tracción alcanzan su resistencia de cálculo, por lo que se dice que existe flexión perfecta, como se muestra en la figura.

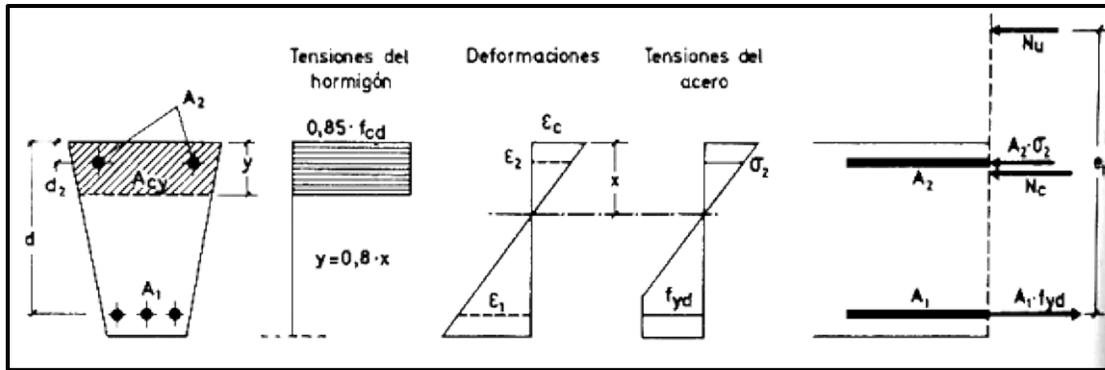


Figura 2.5. Sección sometida a flexión simple (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

La deformación de la armadura comprimida, con recubrimientos  $d_2 = 0.10d$ , es:

$$\varepsilon_2 = 0.0035 \cdot \frac{x - d_2}{x} \geq 0.00215$$

A la que corresponde una tensión igual a  $f_{yd}$  para los aceros normalmente empleados. Incluso para recubrimientos mayores puede admitirse, en este dominio que la armadura de compresión alcanza su resistencia de cálculo sin error apreciable.

Para las secciones rectangulares sometidas a flexión simple o compuesta, en las que la profundidad del eje neutro sea  $0.259 \cdot d \leq x \leq x_{lim}$ , las ecuaciones en el estado último de agotamiento, pueden ponerse en la forma:

$$N_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_2 \cdot f_{yd} - A_1 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.416 \cdot x) + A_2 \cdot f_{yd} \cdot (d - d_2)$$

En donde las deformaciones, así como las tensiones y esfuerzos, se han tomado en valor absoluto.

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio, en el estado último de agotamiento son:

$$0 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi + A' \cdot \sigma_2 - A \cdot f_{yd}$$

$$M_u = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (d - \lambda \cdot x) + A' \cdot \sigma_2 \cdot (d - d')$$

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \frac{1}{1 + 1.429 \times 10^{-5} \cdot f_{yd}} \quad (f_{yd} \text{ en N/mm}^2)$$

En estas ecuaciones los términos  $A'$  y  $A$  corresponden al área de aceros comprimida y al área traccionada respectivamente, en cuanto a  $d'$ , es la distancia desde la fibra más comprimida al centro de gravedad de los aceros en compresión. Por otra parte ya se dijo que en la práctica puede adoptarse  $\sigma_2 = 0$  para  $\xi \leq 0.1667$  y  $\sigma_2 = f_{yd}$  para  $\xi > 0.1667$ .

Estas ecuaciones pueden ponerse de la siguiente forma adimensional:

$$\omega = \xi \cdot \psi + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}}$$

$$\mu = \mu_c + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}} \cdot (1 - \delta')$$

Con los siguientes significados:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad \omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \delta' = \frac{d'}{d}$$

Siendo  $\psi$  y  $\lambda$  los parámetros que cuantifican el área y el centro de gravedad del diagrama de compresiones del hormigón, cuyos valores son:

- Dominio 2; Tabla 14.1. Hormigón Armado Jiménez Montoya
- Dominio 3;  $\psi = 0.6881$      $\lambda = 0.4160$

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en el estado último de agotamiento, dominio 4 son:

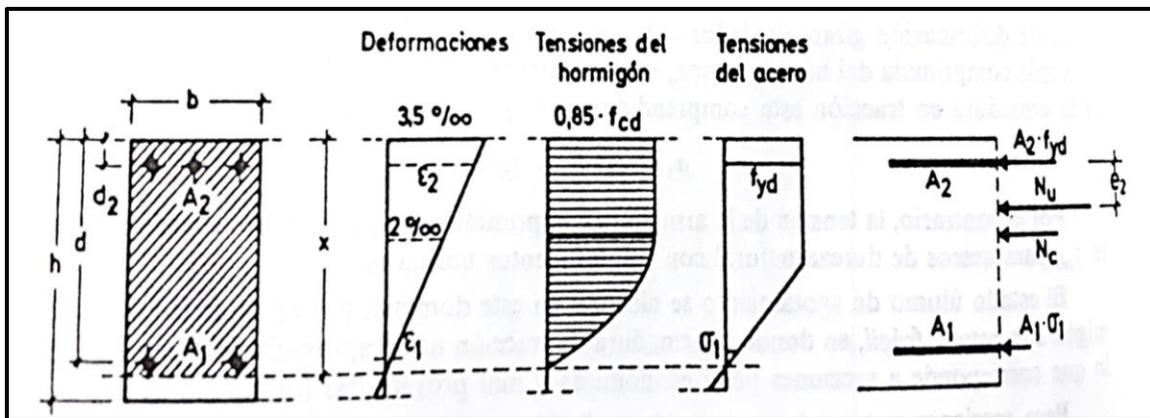
$$0 = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A' \cdot f_{yd} - A \cdot \sigma_1$$

$$M_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.4160 \cdot x) + A' \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

$$\varepsilon_1 = 0.0035 \cdot \frac{d-x}{x} \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s < f_{yd}$$

Pero este caso se presenta solo excepcionalmente en la práctica, por dar lugar a soluciones poco económicas, ya que el acero no se aprovecha íntegramente.

**2.5.7. Compresión.-** Por definición para que exista compresión simple o compuesta el eje neutro ha de estar situado fuera de la sección, de modo que sea  $h \leq x \leq +\infty$ . Todas las fibras de la sección están comprimidas y las rectas de deformación corresponden al dominio 5, con pivote en el punto C (ver figura 2.6.), corresponde a este caso las sollicitaciones de compresión con débiles excentricidades.



**Figura 2.6. Sección sometida a compresión (fuente: H. A. Jiménez Montoya)**

La deformación y tensión de la fibra más comprimida del hormigón son respectivamente,  $\varepsilon_c \leq 0.0035$  y  $0.85 \cdot f_{cd}$ . Ambas armaduras trabajan a compresión, la menos comprimida  $A_1$  con una tensión  $\sigma_1 \leq f_{yd}$ , y la más comprimida  $A_2$  con tensión igual a  $f_{yd}$ .

Para secciones rectangulares sometidas a compresión simple o compuesta, en las que la profundidad  $x$  del eje neutro sea  $h \leq x \leq +\infty$ , las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en el estado ultimo de agotamiento, pueden escribirse de la siguiente manera:

$$N_u = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi + A_1 \cdot \sigma_1 + A_2 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e_2 = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (\lambda \cdot h - d_2) + A_1 \cdot \sigma_1 \cdot (d - d_2)$$

$$\varepsilon_1 = 0.002 \cdot \frac{x-d}{x-3/7 \cdot h} \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s \leq f_{yd}$$

Fórmulas que derivan de tomar momentos respecto a la armadura  $A_2$  más comprimida. Al área del segmento de compresiones se le ha designado por  $h \cdot f_{cd} \cdot \psi$ , y la distancia de su centro de gravedad a la fibra más comprimida por  $\lambda \cdot h$ .

Los valores de  $\psi$  y  $\lambda$  se han tabulado en función de  $\xi = x/h$ , cuya variación puede verse en la tabla del anexo (anexo A.XI.).

Debe tenerse en cuenta que para pequeñas excentricidades, se han tomado momentos respecto a la armadura más comprimida, lo que tiene ventajas para la resolución de ciertos problemas.

Con respecto al diseño de elementos que están sometidos a compresión simple o compuesta se pueden utilizar los diagramas de interacción que se presentan en los anexos.

**2.5.8. Cortante.-** Para el diseño en el estado límite de agotamiento del cortante en una pieza se tienen que verificar las siguientes expresiones:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

El primer término de estas expresiones es el esfuerzo cortante reducido de cálculo:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

En donde las expresiones  $V_{pd}$  y  $V_{cd}$  son las fuerzas de pretensado y la componente de tracciones y compresiones en secciones de canto variable (cartelas) respectivamente, en estructuras de hormigón normales se puede considerar  $V_{rd} = V_d$ .

Para el caso habitual de edificaciones, el cortante último por compresión oblicua del alma “ $V_{u1}$ ” en piezas de hormigón armado en flexión simple con axiles despreciables armadas con cercos o estribos el cortante último por agotamiento por bielas resulta:

$$V_{u1} = 0.30 f_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

En donde  $b_o$  y  $d$  son el ancho del alma y el canto útil respectivamente, esta fórmula es aceptable solo para piezas de hormigón armado ordinarias.

El esfuerzo cortante ultimo de agotamiento por cortante por tracción en el alma, se puede estimar según la ecuación:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

En donde  $V_{cu}$  y  $V_{su}$  son la contribución del concreto para resistir el cortante y la contribución de las armaduras transversales para cortante, respectivamente. Para el primer término del segundo miembro de la ecuación, en situaciones normales de construcción se puede admitir la siguiente expresión:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_o \cdot d$$

Y su expresión  $f_{cv}$ , que es la resistencia virtual a cortante del hormigón se puede estimar de la siguiente manera:

$$f_{cv} = 0.10\xi \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o \cdot d}$$

Dónde:

$\xi$  = coeficiente de la influencia del canto útil.

$\rho_l$  = cuantía del acero longitudinal.

$A_{sl}$  = es el área de aceros longitudinal de tracción anclada una distancia igual o mayor a  $d$

Y para la contribución del acero para el cortante, en construcciones normales de hormigón armado, reforzadas cercos o estribos se puede decir que se satisface con la siguiente expresión:

$$V_{su} = \frac{0.90d}{S_t} \cdot A_t \cdot f_{yd}$$

En esta ecuación las expresiones  $A_s$  y  $S_v$  son el área transversal de aceros y la separación de estribos.

**2.5.9. Elementos estructurales.-** Las estructuras de hormigón armado están constituidas por diferentes elementos que presentan monolitismo, y vinculación muy rígida, son diferentes entre sí y trabajan eficazmente bajo esfuerzos determinados para cada tipo de elemento, así por ejemplo las vigas tienen que trabajar en flexión y las columnas en compresión, etc. A continuación se verán las formas para dimensionar estos elementos bajo criterios de seguridad.

**2.5.9.1. Vigas.-** Para el diseño de las vigas se emplea las ecuaciones simplificadas del diagrama rectangular, el cual se basa en una aproximación del área comprimida, y se asume un bloque de compresiones rectangular de profundidad igual a  $y = 0.80 \cdot x$  que es la altura equivalente del rectángulo, a continuación se detallan las ecuaciones a ser empleadas.

Para el diseño de las armaduras de flexión en E.L.U. conocidas las dimensiones y resistencias de los materiales, las ecuaciones usadas son las siguientes.

Determinación de la necesidad de una armadura de compresión:

$$M_d < 0.251 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Profundidad del bloque de compresiones:

$$y = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

Capacidad mecánica de las armaduras y área de aceros:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

Para el diseño de las armaduras para esfuerzos cortantes, en E.L.U. se deben verificar las siguientes desigualdades.

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

$$V_{u1} = 0.30 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$V_{u2} = b_w \cdot d \cdot f_{cv}$$

La separación de los estribos viene dada por la menor de las siguientes condiciones:

$$S_t \leq 30cm$$

$$S_t \leq 0.85 \cdot d$$

$$S_t \leq 3 \cdot b$$

Para la comprobación de secciones de hormigón armado se puede emplear las siguientes ecuaciones con la finalidad de determinar el esfuerzo último que puede soportar la sección:

$$0 = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A_s^l \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_u = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \cdot \left( d - \frac{y}{2} \right) + A_s^l \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

**2.5.9.2. Columnas.-** En el diseño de soportes de hormigón armado la norma boliviana recomienda las siguientes consideraciones constructivas.

En el caso de columnas cuadradas o rectangulares el diámetro mínimo de los aceros longitudinales sea  $\phi 12$  y como mínimo tendrán que ser cuatro, en el caso de columnas circulares tendrán que ser  $6\phi 12$  como mínimo, también se tendrá en cuenta que la excentricidad mínima ficticia sea  $h/20$  o 2 cm.

En el análisis de soportes de concreto se debe tener en cuenta los efectos del pandeo estos son ocasionados por la fuerza axial y el momento flector producido por la dicha fuerza y su excentricidad.

Para evaluar el pandeo es necesario determinar si un pórtico es traslacional o intraslacional, o dicho de otro modo si sus nudos sufren movimientos horizontales o no. La norma boliviana clasifica si un pórtico es traslacional o intraslacional con las siguientes desigualdades:

$$h \sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0.6 \quad \text{Si } n \geq 4$$

$$h \sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0.2 \quad \text{Si } n < 4$$

Dónde:

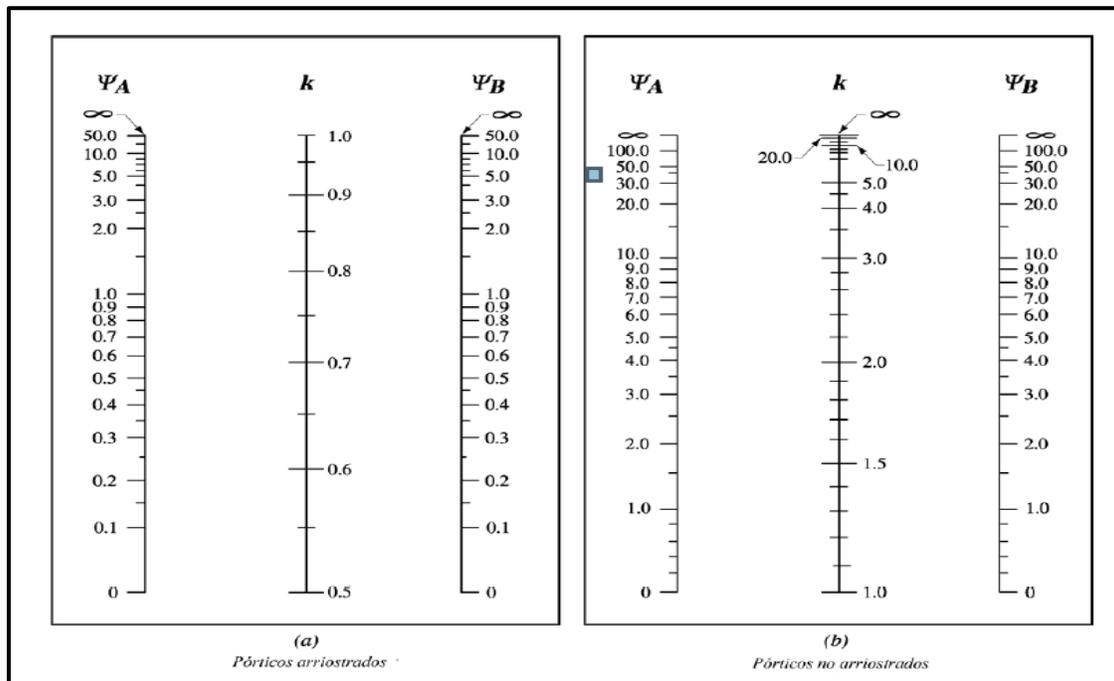
$n$  = número de plantas de la estructura.

$h$  = altura total de la estructura desde la cara superior de los cimientos.

$N$  = suma de las reacciones de los cimientos, con la estructura totalmente cargada.

$\sum EI$  = suma de rigideces a flexión, de los elementos de contraviento, en la dirección considerada, tomando para el cálculo de “I”, la sección total no fisurada.

La longitud de pandeo geométrico de un pilar se define como la longitud entre los puntos de momento cero o puntos de inflexión bajo efectos de pandeo, esta longitud de pandeo es igual a la longitud del pilar multiplicado por un coeficiente de pandeo el cual puede ser cuantificado mediante los siguientes monogramas.



**Figura 2.7. Monograma para coeficientes de pandeo de pórticos (Norma CBH-87).**

En estructuras a porticadas se pueden considerar pilares aislados, en los que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga, en cuyo caso el coeficiente de empotramiento se puede determinar con la siguiente tabla.

**TABLA 2.6.  
Coeficientes de pandeo para pilares aislados**

| 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: Código Boliviano del Hormigón (CBH-87)**

Con los valores de la longitud de pandeo geométrica y mecánica se puede determinar el método por el cual diseñar la columna, según su esbeltez, la norma recomienda:

$\lambda < 35$  (Geométrica  $\lambda < 10$ ) columna corta se desprecia los efectos de pandeo.

$35 \leq \lambda < 100$  (Geométrica  $10 \leq \lambda < 29$ ) se aplica el método de la excentricidad ficticia.

$100 \leq \lambda < 200$  (Geométrica  $29 \leq \lambda < 58$ ) se aplica el método general.

$\lambda > 200$  (Geométrica  $\lambda > 58$ ) no es recomendable columnas con esta esbeltez.

El método de la excentricidad ficticia es aplicable a columnas que tengan esbelteces comprendidas entre  $35 \leq \lambda < 100$  (geométrica  $10 \leq \lambda < 29$ ), la sección deberá diseñarse para una excentricidad total igual a:

$$e_{tot} = e_e + e_a \neq e_2$$

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_o^2}{50i_c}$$

Dónde:

$e_e$  = excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$e_e = 0.6 e_2 + 0.4 e_1$  para soportes intraslacionales.

$e_e = e_2$  para soportes traslacionales.

$e_a$  = excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden.

$e_2$  = excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo.

$e_1$  = excentricidad de cálculo mínima de primer orden tomada con el signo que le corresponda normalmente  $e_2$  y  $e_1$  son las excentricidades en los extremos.

$l_o$  = longitud de pandeo del soporte.

$i_c$  = radio de giro de la sección bruta del hormigón en la dirección considerada.

$\varepsilon_y = f_{yd} / E_y$  = deformación del acero en su resistencia de cálculo  $f_{yd}$ .

$\varepsilon$  = parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia:

$\varepsilon = 0.003$  cuando el axil cuasi permanente no supera el 70% del axil total.

$\varepsilon = 0.004$  cuando el axil cuasi permanente es mayor del 70% del axil total.

$\beta$  = factor de armado:

$\beta = 1.0$  para armaduras en las caras frontales

$\beta = 3.0$  para armaduras en las caras laterales

$\beta = 1.5$  para armaduras en las cuatro caras

$h$  = canto total medido paralelamente al plano de pandeo

En el caso de secciones rectangulares el radio de giro puede definirse  $i_c = h / 3.464$  y la expresión anterior queda de la siguiente forma:

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_o^2}{14.434h}$$

Alternativamente a esta fórmula se puede utilizar los diagramas de interacción que es una forma más sencilla y eficaz de diseñar columnas de hormigón armado.

**2.5.9.3. Losas.-** Las losas son los elementos estructurales que soportan directamente las cargas de servicio, se distinguen dos casos según su forma de apoyo, las losas apoyadas en sus dos bordes paralelos y las losas apoyadas en sus cuatro bordes.

En las losas apoyadas en dos bordes paralelos se pueden apreciar dos casos, para determinar su forma de cálculo, según la carga que reciben puede ser distribuida o puntual en este diseño se plantean solo cargas distribuidas, en consecuencia a las losas apoyadas en sus dos bordes paralelos y que están sometidas a cargas distribuidas se las calcula de la siguiente forma:

- Como una viga si  $l_x \leq \frac{l_y}{2}$

- Como una losa apoyada en su contorno, suponiendo sus bordes libres como simplemente apoyados si  $l_x \geq \frac{l_y}{2}$ , y se supone la relación  $\frac{l_x}{l_y} > 2.5$ .

En losas apoyadas en sus bordes se pueden utilizar tablas para determinar los momentos en sus puntos centrales y bordes, con estos momentos se puede calcular las armaduras con las ecuaciones de flexión ordinarias pero con un momento por unidad de longitud, lo que hace que se calculen armaduras para un metro de ancho de losa. Con las ecuaciones de flexión en el dominio tres:

$$y = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \quad U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

Que son las ecuaciones para determinar las armaduras por un metro de losa.

**2.5.9.3.1. Losa reticular.-** La Norma Boliviana del Hormigón (CBH-87) establece ciertos parámetros para el cálculo del componente de este tipo de losas:

Los nervios.- son los elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural, la separación máxima es de 100 cm. El número de nervios incluido en cada recuadro, en cada dirección, debe ser mayor o igual que seis. El ancho del nervio no deberá ser inferior a 7 cm, ni la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.

Capa de compresión.- las losas nervadas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 3 cm, ni al décimo de la luz libre entre parámetros laterales de los nervios, y deberá disponer una armadura de reparto en malla.

Canto de losa.- la losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a  $L/28$ , siendo la luz de canto mayor entre los soportes.

Las experiencias han verificado que las vigas que se encuentran íntimamente ligadas a las losas arrastran en su deformación una parte de esta. Por este motivo la sección de la viga no será rectangular si no en forma de T o L.

El diseño.- Existen tablas para el diseño de losas, desarrolladas por diferentes autores, que facilitan el análisis y diseño de las losas de geometrías y estados de carga más comunes,

basadas en la mayor parte de los casos en la teoría de las placas. Se utilizarán tablas para el diseño para losas sustentadas perimetralmente en vigas de mayor peralte que las losas (de este modo nos aseguramos que las deflexiones en las vigas no tienen gran influencia sobre el comportamiento de las losas), sometidas a cargas uniformemente distribuidas. El tipo de sustentación esta definido por las condiciones de borde de las losas.

### 2.5.9.3.2. Ábacos en Losas Reticular.

El ábaco es la zona de la placa alrededor de un pilar o de su capitel, que se resalta, o si se trata de placa aligerada, se maciza con o sin resalto. En las placas macizas, no puede existir, y si existe, puede ir acompañado de capitel. En las placas aligeradas, su existencia es obligatoria, pudiendo ir acompañada o no del capitel.

Dimensiones reglamentarias.

La distancia del borde del ábaco al eje del pilar, no deberá ser inferior a 0,15 de la luz correspondiente del recuadro considerado

. En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos sobre los apoyos, se tomara como el espesor de cálculo el siguiente:

- Si no existe ábaco o si este está embebido en la losa aligerada, el espesor de la placa.
- Si existe ábaco, el menor de los siguientes:
- El espesor de placa más ábaco.
- El espesor de la placa, más de la cuarta parte de la distancia del borde del ábaco al del pilar o, en su caso, del capitel ( $e + d/4$ ).

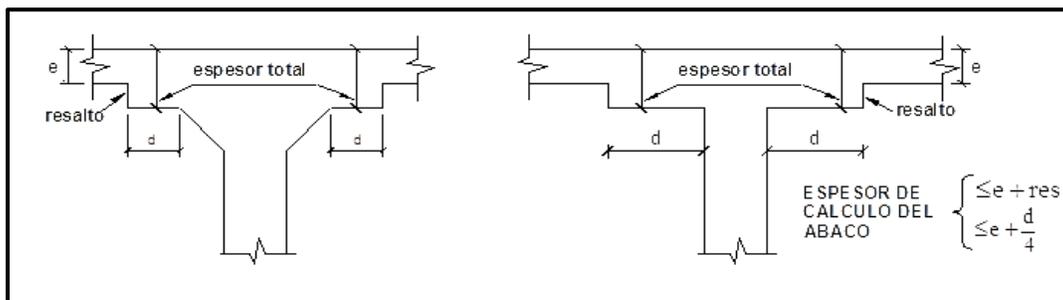


Figura 2.8. Ábacos para una losa reticular (Norma CBH-87).

**2.5.9.4. Zapatas.-** Para diseñar las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas se emplean las siguientes ecuaciones, que sugieren el libro de “hormigón armado” de Jiménez Montoya y el libro de “Calculo de estructuras de cimentación” de José Calavera.

Para un pre dimensionamiento se calcula un peso inicial de la zapata y su área en planta:

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} \quad A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Se calcula el esfuerzo del terreno sobre la zapata:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b}$$

Se determina el vuelo máximo de la zapata y su canto útil:

$$v = \frac{a - a_o}{2} \quad d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v$$

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata se verifica que el esfuerzo de la zapata es menor que el admisible del terreno.

Se comprueba el vuelco y el deslizamiento de la zapata, con las ecuaciones propuestas por la CBH-87.

$$\frac{(N + G) \cdot \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} \geq 1.5 \quad (\text{Comprobación al vuelco})$$

$$\frac{(N + G) \tan \varphi_d}{Q} \geq 1.5 \quad (\text{Comprobación al deslizamiento})$$

Dónde:

$N$  = esfuerzo normal de servicio

$G$  = peso de la zapata

$M$  = momento de servicio actuante sobre la zapata

$Q$  = fuerza horizontal

$\varphi$  = ángulo de fricción interna del suelo

Para el diseño en E.L.U. se tiene que trabajar con los esfuerzos mayorados, los diseños se hacen nivel sección para determinar los refuerzos de acero para flexión y cortante.

Para el diseño de flexión se utilizan las ecuaciones que sugiere el libro de “Calculo de estructuras de cimentación” de José Calavera, que a continuación se muestran:

Momento de diseño a 0.15 del interior de la columna:

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b \cdot (v + 0.15 \cdot a_o)^2$$

La cuantía reducida y mecánica de las armaduras se calcula con las ecuaciones generales de flexión:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad \omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad U = A_s \cdot f_{ytd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Para el diseño del cortante se utiliza la ecuación sugerida por el libro de “Hormigón armado” de Jiménez Montoya:

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d)$$

Se tiene que verificar la siguiente condición para saber si se necesita de armadura de cortante, según el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87):

$$V_d = 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

**2.5.9.5. Escaleras.-** El trazado de una escalera, una vez elegido el tipo, ha de basarse en las dimensiones de la huella “h” y de la contrahuella “c”. Por razones de seguridad para los usuarios todos los peldaños deben ser iguales y para evitar un cansancio excesivo, las dimensiones de “c” y “h” han de cumplir determinadas condiciones, siendo las más frecuentes:

$$\text{(Blondel)} \quad h + 2c = k \begin{cases} k = 59cm \rightarrow (\text{edificios de viviendas}) \\ k = 66cm \rightarrow (\text{edificios públicos}) \end{cases}$$

$$\text{(Tournus)} \quad \begin{aligned} h + 2c &= 63cm \\ h - c &= 12cm \end{aligned}$$

(Neufert)

$$2c + h = 61 \text{ a } 64 \text{ cm}$$

$$h - c = 12 \text{ cm}$$

Para los esfuerzos en los tiros se considera el caso de una escalera formada por un solo tiro, con los extremos articulados. Llamando  $\alpha$  al ángulo del tiro con la horizontal y “g” al peso lineal de escalera de proyección horizontal de tiro, la carga “g” se descompone en una normal al tiro, de valor  $g \cos \alpha$  y otra paralela, de valor  $g \sin \alpha$ . La carga normal al tiro:

$$g' = \frac{g \cos \alpha}{1 / \cos \alpha} = g \cos^2 \alpha$$

El momento flector de cargas permanente vale por tanto.

$$M_D = \frac{1}{8} g' (L')^2 = \frac{1}{8} g \cos^2 \alpha \left( \frac{L}{\cos \alpha} \right)^2 = \frac{1}{8} g L^2$$

Donde, como se ha dicho “g” es la carga permanente por ml, de proyección horizontal. Siendo “q” la sobrecarga por ml. el momento total, resulta:

$$M_T = \frac{1}{8} \cdot (g + q) \cdot L^2$$

Los esfuerzos cortantes en A y B resultan:

$$V_A = V_B = \frac{1}{2} g \cos^2 \alpha L' = \frac{1}{2} g \cos \alpha L$$

Las reacciones paralelas al plano del tiro son,  $1/2 * \text{sen} \alpha * L$  en el apoyo inferior y el mismo valor en el superior. Esto conduce a que la mitad superior del tiro esté en compresión y la mitad inferior en tracción, ambas linealmente variables. Estos esfuerzos introducen tracciones que son despreciables en la mayoría de los casos.

**2.5.10. Estados límites de servicio (E.L.S.).-** En los estados límites de servicio se pueden verificar los más importantes que son los de agrietamiento y de deformación o flecha.

**2.5.10.1. Comprobación de la flecha.-** Para la comprobación de la deformación es necesario calcular la flecha activa de la estructura, por cualquier método conocido de resistencia de

materiales o de elasticidad, con el único problema de calcular el módulo de rigidez de la pieza sometida a flexión, el cual varía si el elemento está fisurado o no, en cualquier caso siempre se debe cumplir la verificación de flecha sugerida.

$$f_{total} = \frac{l}{250} \qquad f_{activa} = \frac{l}{400}$$

Siendo la flecha total y activa respectivamente según la instrucción española.

**2.5.10.1.1. Flecha activa.**- La flecha activa es la deformación provocada por las cargas de servicio y cargas muertas diferentes al del peso propio, la cual es el resultado de la suma de la flecha instantánea y flecha diferida, según el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87) la flecha instantánea se determina con la inercia equivalente, la cual se obtiene con la siguiente fórmula:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 \cdot I_o + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3\right] \cdot I_{cr}$$

Dónde:

$$M_{cr} = 0.21 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{I_o}{y_t} = f_{ct} \cdot \frac{I_o}{y_t} \text{ Momento de fisuración del hormigón.}$$

$M$  = Momento flector máximo.

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_{cj}} \cdot A_s \cdot z \cdot (d - x) = \text{Momento de inercia de sección fisurada.}$$

Una vez determinada la flecha instantánea se calcula la flecha diferida, esta es el producto de la flecha instantánea por un coeficiente, que se obtiene con la siguiente ecuación:

$$2 - 1.2 \cdot \left(\frac{A'_s}{A_s}\right) \geq 0.6$$

Se calculan las flechas instantánea y diferida, la suma de estas dos es la flecha activa.

**2.5.10.1.2. Flecha total en plazo infinito.**- La flecha total es simplemente la suma de la flecha activa con las flechas instantánea y diferida del peso propio del elemento.

## **2.6. Presupuesto del proyecto**

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

Para el desarrollo de una buena evaluación económica se utiliza el método de los precios unitarios el cual se basa en cubicar los ítems de la obra, cuantificar los insumos de materiales que se requiera para construir una unidad de cada determinado ítem, valorar la unidad más gastos de impuestos, mano de obra, gastos administrativos y utilidades, para finalmente multiplicar estos precios unitarios por los volúmenes de la obra y con esto se suman todos los valores de los ítems en conjunto y se estima el precio total de la obra.

## **2.7. Cronograma de ejecución del proyecto**

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

El diagrama de PERT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación donde se muestran las actividades en modo de casillas sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra, pudiendo ser más entendible para el ejecutor.

### 3. CAPÍTULO III

#### INGENIERÍA DEL PROYECTO.

##### 3.1. Análisis del diseño arquitectónico.

En cuanto al diseño arquitectónico se debe decir que, es un edificio diseñado especialmente para que cumpla la función de un centro productivo comunal, contando con un salón en la planta baja de la estructura con capacidad para albergar un gran número de personas, el cual debe estar exento de columnas, esto complica el diseño estructural ya que la parte de arriba del salón está destinada al uso de oficinas, siendo la luz de la primera losa de **12,6 metros por 12,6**, estas dimensiones hacen que la estructura sea evaluada de manera cuidadosa, ya que cuenta con columnas intermedias que alivian los esfuerzos de las vigas de gran luz quedando un poco antiestético el salón lo que da a solucionar este problema con el aporte académico. Al igual que servicial el diseño debe cumplir con los requisitos de estética y presentación exterior como se aprecia en la siguiente figura:



**Figura 3.1. Fachada principal del edificio (fuente: Plano Arquitectónico)**

En cuanto a los aspectos de funcionalidad es un modelo idóneo para el desarrollo de las actividades a cumplir por lo que se debe buscar una solución estructural, para que el edificio brinde su servicio para el cual está diseñado.

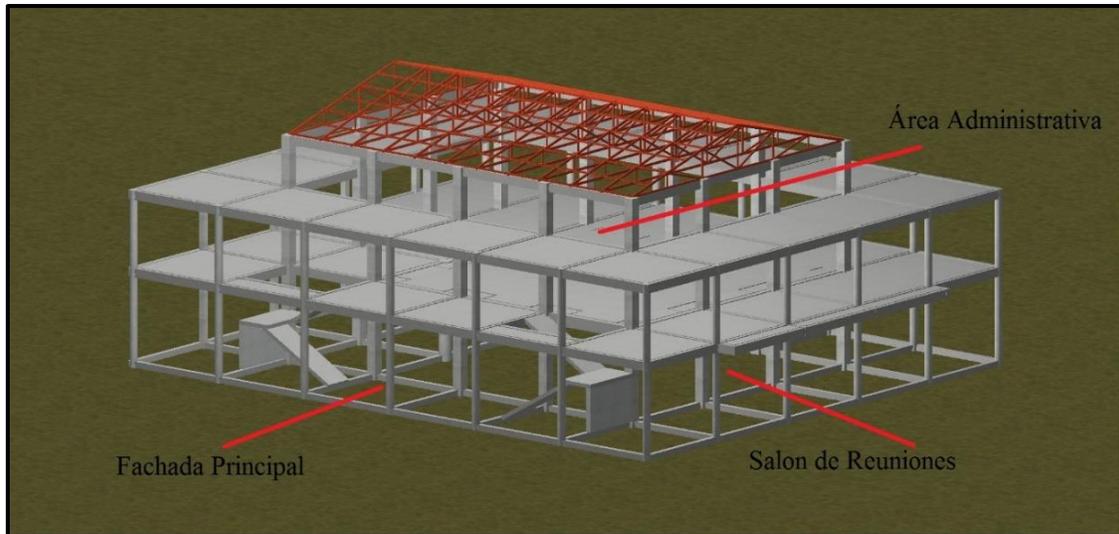


Figura 3.2. Vista en 3D del edificio (fuente: CYPEDCAD 2016)

### 3.2. Análisis del levantamiento topográfico.

El terreno cuenta con un área de emplazamiento de 1055,81 m<sup>2</sup> el cual cuenta con una topografía plana con unos desniveles que no son de mucha consideración, dicho terreno cuenta con una vegetación donde se procederá a realizar una limpieza y desbroce del terreno.

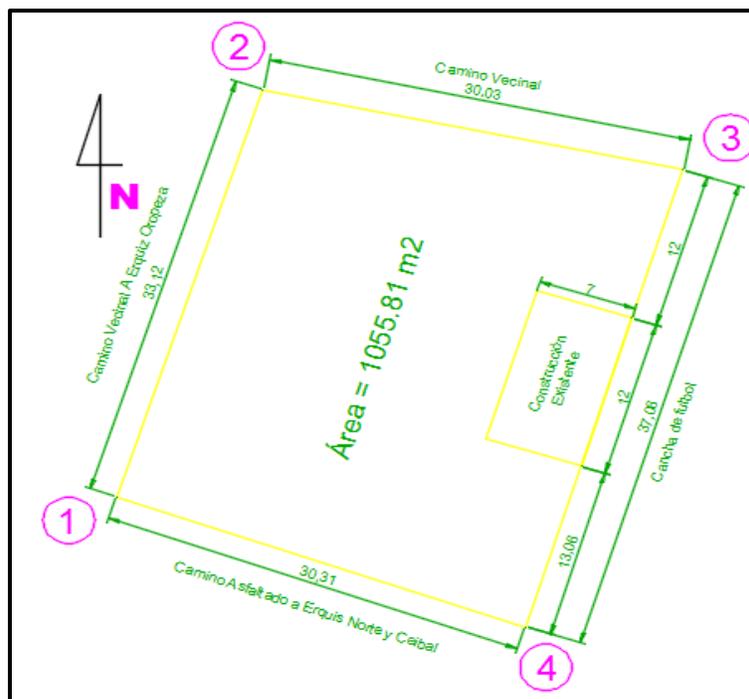


Figura 3.3. Puntos topográficos (fuente: Sub Gobernación Prov. Méndez)

**TABLA 3.1**  
**Cotas de los puntos topográficos**

| Punto | Coordenada | Coordenada | Altitud<br>(m.s.n.m.) |
|-------|------------|------------|-----------------------|
|       | X          | Y          |                       |
| 1     | 314648.6   | 7623642.25 | 2037,15               |
| 2     | 314658.83  | 7623673.74 | 2037,22               |
| 3     | 314688.22  | 7623667.54 | 2036,33               |
| 4     | 314677.18  | 7623632.16 | 2036,29               |

**Fuente: Sub Gobernación Prov. Méndez**

Estos puntos de la tabla se pueden apreciar en el siguiente gráfico, al igual que la superficie de la construcción antigua, cabe señalar que es una referencia del plano original del levantamiento topográfico.

Como consecuencia se puede elaborar el replanteo en base al punto más bajo del terreno que es el del punto 4, con una elevación de 2036.29 m.s.n.m, que es una esquina. Como resultado la cota de replanteo y como cota del nivel cero de la estructura serán:

|                                      |
|--------------------------------------|
| COTA DE REPLANTEO = 2036,29 m.s.n.m. |
|--------------------------------------|

### 3.3. Análisis del estudio de suelos.

**Objetivo del estudio.-** El objetivo del estudio que se realizó fue para conocer el esfuerzo admisible del terreno donde se emplazara la infraestructura, mediante el ensayo S.P.T. (ESTANDART PENETRATION TEST).

**3.3.1. Fase de campo.-** La fase de campo fue realizada en la comunidad de Erquis Sud que está ubicada, aproximadamente a 10 minutos del departamento de Tarija con las siguientes coordenadas al Sur 21°28'48,72" al Oeste 64°47' 20,18" con una elevación de 2036 m.s.n.m.

Donde se realizó el ensayo de S.P.T. con material y técnicos del laboratorio de Suelos de la U.J.M.S. en el sitio se hizo la excavación de dos pozos de aproximadamente de cuanto metros de profundidad, en dichos pozos se realizó el ensayo a cada metro de profundidad para obtener valores y muestras para el estudio del suelo.

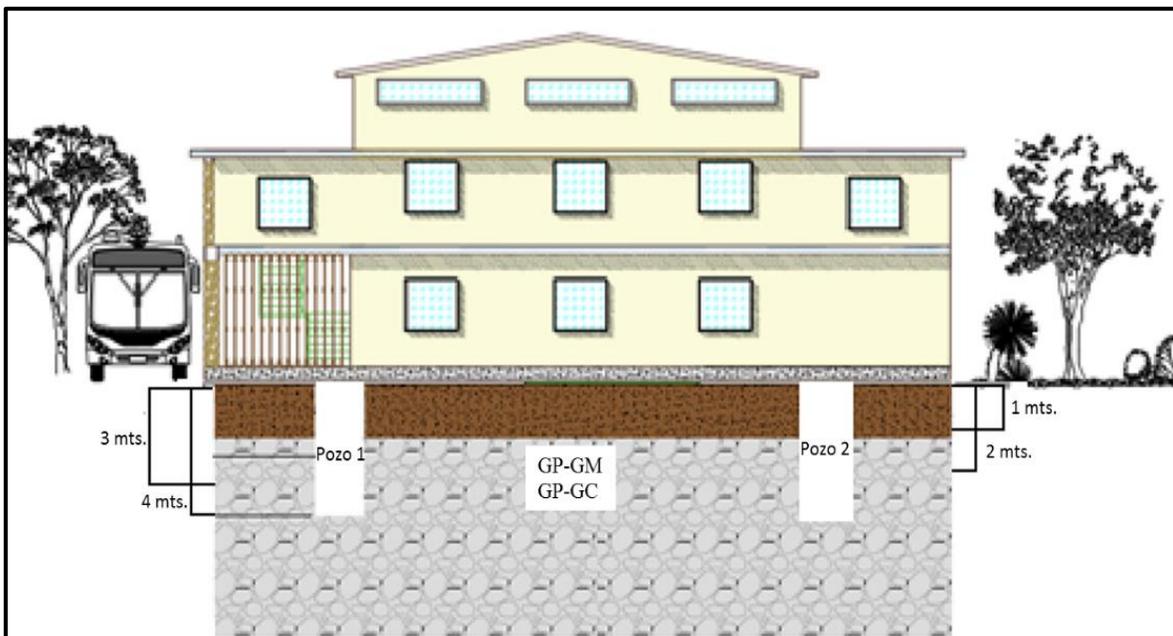


**TABLA 3.3**  
**Resultados del Pozo N°2**

| N° | Profundidad | Resistencia Admisible | Clasificación del suelo (AASHTO) | Clasificación del suelo (SUCS) |
|----|-------------|-----------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| 1  | 1.05        | 1.7                   | A-1-b                            | GP-GM                          |
| 2  | 2           | 2.5                   | A-1-b                            | GP-GC                          |
| 3  | 3.05        | 3.2                   | A-1-a                            | GP-GM                          |
| 4  | 4           | 3.6                   | A-1-a                            | GP-GM                          |

**Fuente: elaboración propia**

**3.3.4. Perfil estratificado.**



**Figura 3.5. Estratificación del suelo (fuente: elaboración propia)**

Para más detalles acerca del estudio de suelos consultar el (Anexo A.II.). Con los resultados del sondeo, estudio de suelos y de la prueba SPT, se llega a los siguientes resultados con los cuales se diseñara la cimentación de la estructura.

COTA DE FUNDACION = -1.5 m de la cota de replanteo = 2034.79 m.s.n.m.

ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO = 2,06 kg/cm<sup>2</sup>

### 3.4. Análisis de acciones sobre la estructura

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa **DBSE-AE**, (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), que es la norma de acciones sobre edificios de España, y también se tomó en cuenta el Código Boliviano del Hormigón (**CBH-87**), para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

**3.4.1. Análisis de cargas muertas.-** Las cargas muertas son todas aquellas que tienen acción permanente sobre la estructura, son originadas por el peso propio de los elementos estructurales, y de todos los componentes de la edificación que generen cargas estáticas permanentes, como ser las tabiquerías de ladrillo 6 huecos, el piso cerámico, barandillas, ventanas, etc.

**3.4.1.1. Peso propio de los elementos.-** Según el artículo 6.2.2.1. Del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87) el peso de los elementos de hormigón armado con cuantías normales es:

$$H^{\circ}A^{\circ} \text{ con cuantía normal} = 25 \text{ KN/m}^3 = 2500 \text{ kg/m}^3$$

**3.4.1.2. Peso del piso de cerámica.-** Comprende el peso de la cerámica y el mortero de cemento para su colocación.

Peso de cerámica de 43x43 cm por metro cuadrado:

Datos:

Peso de cerámicos por  $m^2 = 34 \text{ kg/m}^2$  (Catalogo CERABOL).

$m^2$  por caja =  $2 \text{ m}^2$  (Catalogo CERABOL).

$$\gamma_{\text{mortero}} = 19 \text{ a } 23 \text{ KN/m}^2 = 21 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE).}$$

$$Peso_{\text{ceramica}} = 1m^2 \cdot \frac{34kg}{2m^2} = 17kg/m^2 = 17kg/m^2 \cdot 10 = 170N/m^2 = 0.17KN/m^2$$

$$Peso_{\text{mortero}} = 0.02m \cdot 21KN/m^3 = 0.42KN/m^2$$

$$CM (\text{piso de cerámica}) = \text{Peso}_{\text{cerámica}} + \text{Peso}_{\text{mortero}}$$

$$CM (\text{piso de cerámica}) = 0,60 \text{ KN/m}^2$$

**3.4.1.3. Peso de muros y tabiquería.-** En la estructura existen dos tipos de tabiquería de ladrillo según su espesor, está el muro de espesor 18 cm y el de 12 cm, el primero se usara en la planta baja y el segundo se utilizara en el resto del edificio.

Peso de muro de ladrillo 6 H e = 18 cm con revoque y planchado por m<sup>2</sup>:

Datos:

Peso ladrillo 6H pza. = 3.5 kg (catalogo INCERPAZ).

$$\gamma_{\text{mortero}} = 21 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE).}$$

$$\gamma_{\text{yeso}} = 12 \text{ a } 18 \text{ KN/m}^3 = 15 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE).}$$

$$N^{\circ} \text{ ladrillos} = \frac{1\text{m}^2}{(0.24\text{m} + 0.015\text{m}) \cdot (0.12\text{m} + 0.015\text{m})} = 29 \text{ ladrillos}$$

$$\text{Peso}_{\text{ladrillos}} = 3.5\text{kg} \cdot 29 = 101.5\text{kg} \cdot 10\text{m} / \text{s}^2 = 1015\text{N} = 1.01\text{KN}$$

$$\text{Peso}_{\text{mortero}} = (1\text{m}^2 \cdot 0.18\text{m}) - 29 \cdot (0.18\text{m} \cdot 0.24\text{m} \cdot 0.12\text{m}) = 0.029\text{m}^3 \cdot 21\text{KN} / \text{m}^3 = 0.61\text{KN}$$

$$\text{Peso}_{\text{revoque}} = (0.01\text{m} \cdot 1\text{m}^2) \cdot 2 = 0.02\text{m}^3 \cdot 21\text{KN} / \text{m}^3 = 0.42\text{KN}$$

$$\text{Peso}_{\text{yeso}} = (0.005\text{m} \cdot 1\text{m}^2) \cdot 2 = 0.01\text{m}^3 \cdot 15\text{KN} / \text{m}^3 = 0.15\text{KN}$$

Peso por un metro lineal de muro de espesor 18 cm:

$$\text{Peso}_{\text{muro}} = \text{Peso}_{\text{ladrillo}} + \text{Peso}_{\text{mortero}} + \text{Peso}_{\text{revoque}} + \text{Peso}_{\text{yeso}} = 2.19\text{KN} =$$

$$\text{Peso}_{\text{muro}} = 2.19\text{KN} / 1\text{m}^2 = 2.2\text{KN} / \text{m}^2$$

Peso de muro de ladrillo de 6 H e = 12 cm con revoque y planchado por m<sup>2</sup>:

Datos:

Peso ladrillo 6H pza. = 3.5 kg (catalogo INCERPAZ)

$$\gamma_{\text{mortero}} = 21 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE)}$$

$$\gamma_{\text{yeso}} = 15 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE)}$$

$$N^{\circ} \text{ladrillos} = \frac{1m^2}{(0.24m + 0.015m) \cdot (0.18m + 0.015m)} = 20 \text{ladrillos}$$

$$Peso_{\text{ladrillos}} = 3.5kg \cdot 20 = 70kg \cdot 10m/s^2 = 700N = 0.7KN$$

$$Peso_{\text{mortero}} = (1m^2 \cdot 0.12m) - 20 \cdot (0.18m \cdot 0.24m \cdot 0.12m) = 0.016m^3 \cdot 21KN/m^3 = 0.34KN$$

$$Peso_{\text{revoque}} = (0.01m \cdot 1m^2) \cdot 2 = 0.02m^3 \cdot 21KN/m^3 = 0.42KN$$

$$Peso_{\text{yeso}} = (0.005m \cdot 1m^2) \cdot 2 = 0.01m^3 \cdot 15KN/m^3 = 0.15KN$$

Peso por un metro lineal de muro de espesor 12 cm:

$$Peso_{\text{muro}} = Peso_{\text{ladrillo}} + Peso_{\text{mortero}} + Peso_{\text{revoque}} + Peso_{\text{yeso}} = 1.61KN =$$

$$Peso_{\text{muro}} = 1.61KN/1m^2 = 1.61KN/m^2$$

Peso de muros y ventanas de carpintería de aluminio por m<sup>2</sup>:

Peso de carpintería de aluminio + vidrio = 25 a 35 kg (Norma DBSE-AE)

Peso de carpintería de aluminio =  $28kg \cdot 10m/s^2 = 280N = 0.28KN$

Peso por un metro cuadrado =  $0.28 KN/1m^2 = 0.28 KN/m^2$

Para cargar a la estructura con los pesos de los muros, se tomara en cuenta la altura del muro de 3,00 m, sin tomar en cuenta los espacios de ventanas y puertas para homogenizar la carga, esto con el fin de poder modificar en un futuro la ubicación de puertas y ventanas, si los usuarios así lo dispondrían.

Peso lineal de muro de 3,00m de altura de ladrillo 6H e=18cm

$$Peso_{\text{muro}} = 3.0m \cdot 2.2KN/m^2 = 6.6KN/m$$

|                             |
|-----------------------------|
| CM (muro e=18cm) = 6.6 KN/m |
|-----------------------------|

Peso lineal de muro de 3,00 m de altura de ladrillo 6H e = 12 cm:

$$Peso_{\text{muro}} = 3.0m \cdot 1.6KN/m^2 = 4.8KN/m$$

|                             |
|-----------------------------|
| CM (muro e=12cm) = 4.8 KN/m |
|-----------------------------|

Peso lineal de muro de 3,00 m de altura de aluminio y vidrio:

$$Peso_{muro} = 3.0m \cdot 0.28KN / m^2 = 0.84KN / m$$

|  |
|--|
| CM (muro de carpintería de aluminio) = 0.84 KN/m |
|--|

Peso lineal de muro de 1 m de altura de parapeto:

$$Peso_{muro} = 1m \cdot 2.2KN / m^2 = 2.2KN / m$$

|                               |
|-------------------------------|
| CM (muro parapeto) = 2.2 KN/m |
|-------------------------------|

Peso lineal de muro de 2,00 m de altura tragaluz:

$$Peso_{muro} = 2.0m \cdot 2.2KN / m^2 = 4.4KN / m$$

|                                  |
|----------------------------------|
| CM (muro de tragaluz) = 4.4 KN/m |
|----------------------------------|

**3.4.1.4. Peso de barandillas.-** En la instrucción DBSE-AE (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras) indica que el peso nominal de barandas será de 0.8 KN/m, para este tipo de estructura.

**3.4.1.5. Peso de la Calamina.-** Para la determinación de las cargas muertas de la cubierta se calculara el peso de calamina por área tributaria correspondiente a cada correa las cuales están separadas 1.06 m, dejando en la parte de la cumbre un espacio de 0.15 m para la cumbre, en ambas caídas.

Datos:

Calamina trapezoidal #28 = 3.57 kg/m<sup>2</sup> (catalogo Structural Steel Solutions - Bolivia)

Separación entre correas = 1.06 m.

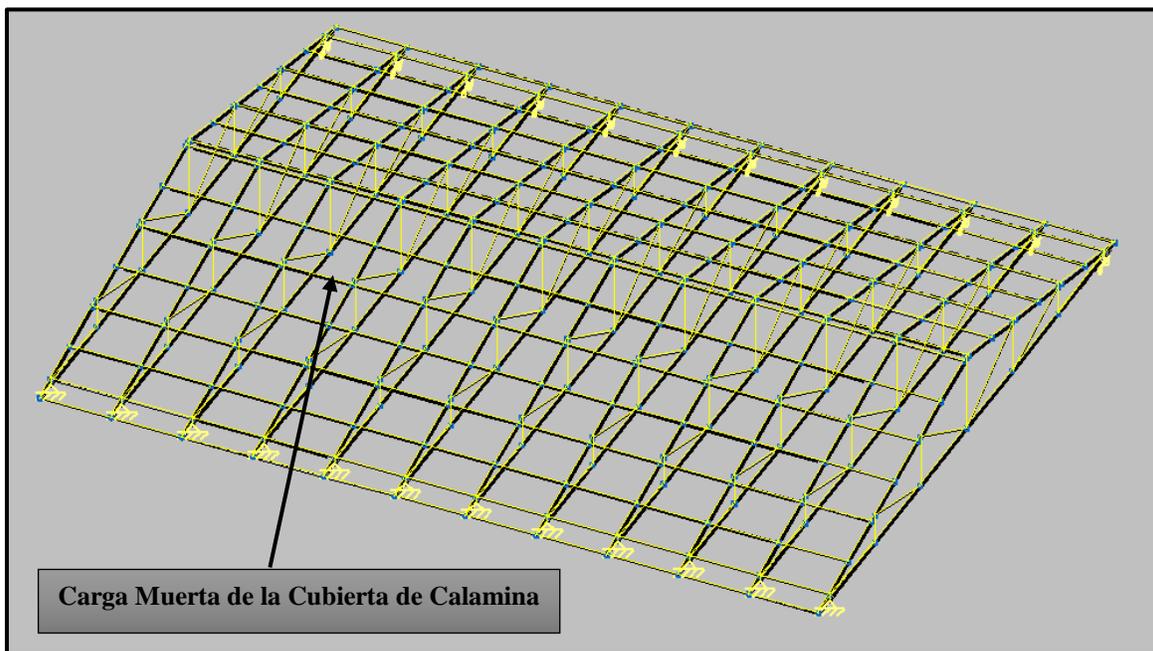
$$Peso \text{ de la calamina ondulada } \#28 = 3.57Kg / m^2 = 0.0357KN / m^2$$

Carga muerta de cubierta que corresponde a cada correa:

$$CM_{calamina} = 0.0357 \text{ KN} / \text{m}^2 \cdot 1.06 \text{ m} = 0.038 \text{ KN} / \text{m}$$

|   |
|---|
| CM (calamina ondulada #28) = 0.038 KN/m |
|---|

Se carga a las correas con esta carga lineal para que transmitan el peso de la cubierta a las cerchas, como se indica en la siguiente figura:



**Figura 3.6. Carga muerta en la cubierta (fuente: CYPECAD 2016)**

**3.4.2. Análisis de cargas Vivas.-** Para la determinación de las cargas de servicio de la estructura se tomara en cuenta las recomendaciones de la normativa DBSE-AE (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras).

**3.4.2.1. Sobrecarga de uso para la primera losa.-** La primera losa del proyecto está destinada a soportar ambientes de oficinas y dependencias administrativas, según la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE (2007) (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), la superficie de la losa se clasifica: Categoría B zona administrativa.

Como se muestra en la siguiente figura:



**Figura 3.7. Categoría de la primera Losa (fuente: elaboración propia)**

Por lo tanto según la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), el valor de la sobrecarga de uso para esta categoría es:

$$Q \text{ (primera losa)} = 2 \text{ KN/m}^2$$

**3.4.2.2. Sobrecarga de uso para la segunda losa.-** Para la tercera losa del edificio, se clasifico la categoría de uso y zona:

**Categoría F cubiertas transitables solo privadamente**

En la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), pondera una carga de uso para este tipo de zonas como:

$$Q \text{ (segunda losa)} = 1 \text{ KN/m}^2$$

**3.4.2.3. Sobrecarga de uso de la cubierta metálica.-** Para la cubierta de la estructura, que es una cubierta de dos aguas, con una estructura de cercha metálica, la norma DBSE-AE, recomienda que se la clasifique como categoría G, subcategoría G1 cubierta con inclinación menor a 20 grados, para este tipo de cubierta la sobrecarga de uso es de  $1 \text{ KN/m}^2$  en proyección horizontal con referencia a la cubierta. Por lo tanto se debe descomponer en su proyección inclinada y determinar la carga lineal correspondiente a cada correa de la cubierta, ya que estas serán las encargadas de transmitir la carga a la cercha.

$$\cos \alpha = \frac{x}{1.06m} \Rightarrow x = \cos(15.10) \cdot 1.06m = 1.023m$$

$$x = 1.023m$$

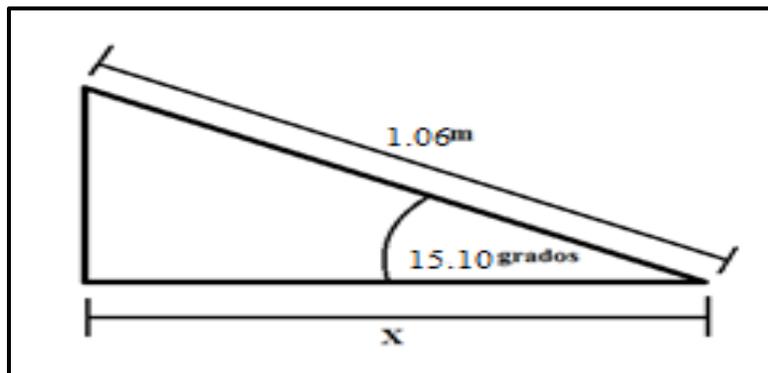
$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot x$$

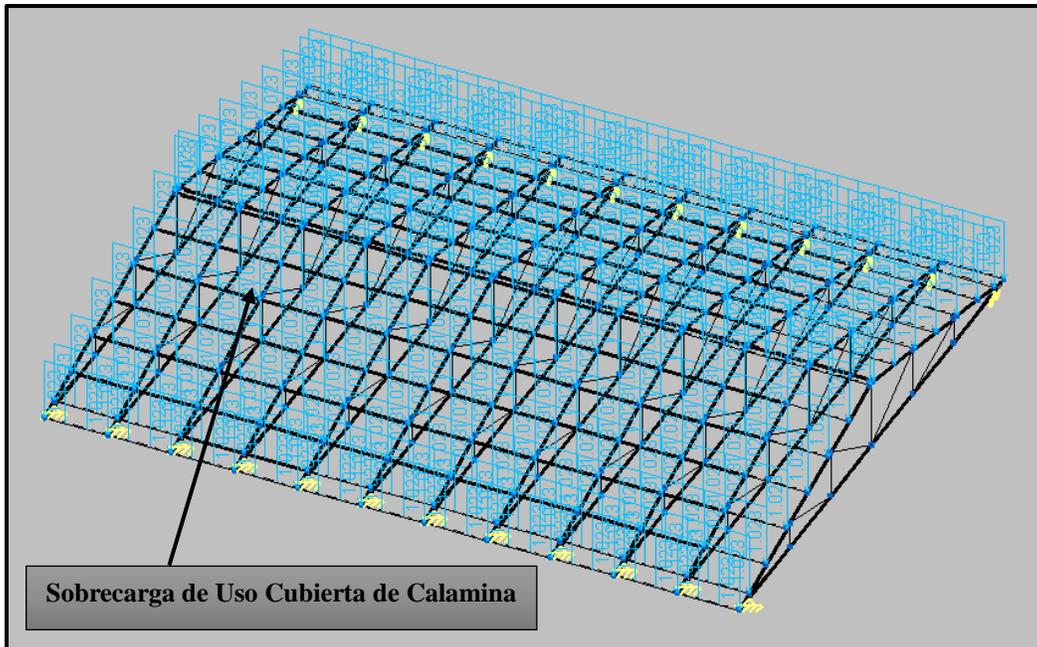
$$x = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 1.023m = 1.023 \text{ KN/m}$$

Entonces la carga por área tributaria de correa es:

$$Q \text{ (cubierta)} = 1.023 \text{ KN/m}$$

Se procede a introducir la carga lineal a las correas de la estructura metálica con se muestra en siguiente figura:





**Figura 3.8. Sobrecarga de uso en la cubierta (fuente: CYPECAD2016)**

**3.4.3. Análisis de carga de viento.-** Según la norma DBSE-AE (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), la presión de viento se calcula con la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Dónde:

$q_b$  = presión dinámica de viento.

$c_e$  = coeficiente de exposición.

$c_p$  = coeficiente eólico o de presión.

**3.4.3.1. Presión dinámica de viento.-** Para la determinación de la presión dinámica de viento, se tomaron en cuenta los datos de las velocidades de viento proporcionadas por la oficina del CENAMHI, los datos observados corresponden a la estación climatológica del aeropuerto de Tarija, los cuales fueron observados en un lapso de tiempo de 52 años, (para ver los datos de viento ver el anexo (Anexo I.) con esto se determinó que la velocidad media máxima para una altura de 10 metros:

$$V_{viento} = 45 \text{ nudos/hr}$$

Esta velocidad viene desde el sur y se la convierte a m/s:

$$V_{viento} = 45 \text{ nud} / \text{hr} \cdot \frac{1852 \text{ m} / \text{hr}}{1 \text{ nud} / \text{hr}} \cdot \frac{1 \text{ hr}}{3600 \text{ s}} = 23.15 \text{ m} / \text{s}$$

Con esta velocidad de viento se puede determinar la presión dinámica de viento mediante la siguiente expresión que la norma DBSE-AE (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras) sugiere:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot (V_{viento})^2$$

Dónde:

$q_b$  = presión dinámica de viento.

$\delta$  = densidad del aire que se puede tomar como  $1.25 \text{ kg} / \text{m}^3$ .

$V_{viento}$  = velocidad a 10 metros de altura.

Se calcula la presión dinámica de viento:

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \text{ kg} / \text{m}^3 \cdot (23.15 \text{ m} / \text{s})^2 = 334.95 \text{ N} / \text{m}^2 = 0.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

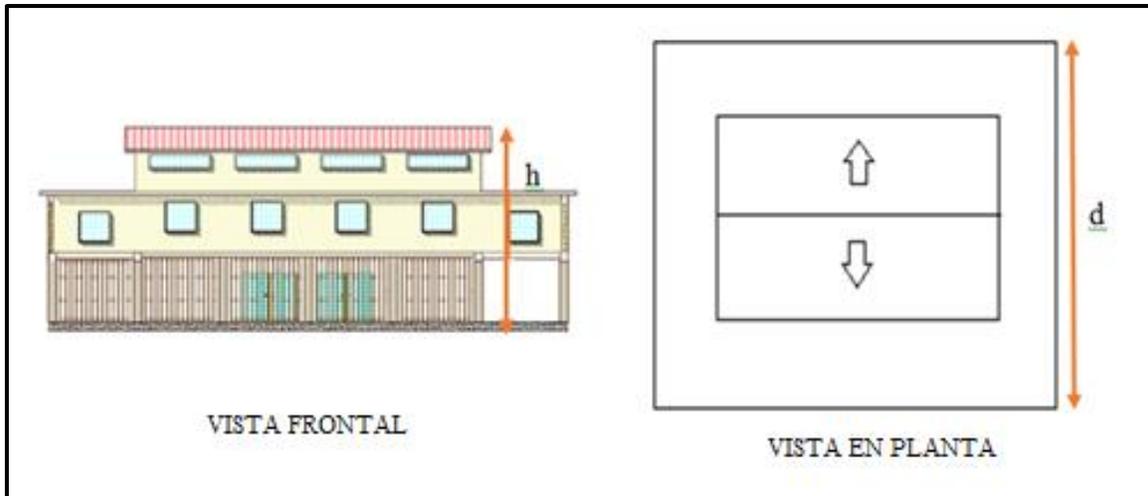
**3.4.3.2. Coeficiente de exposición.-** Este coeficiente se puede asumir según el artículo 3.3.2 (1) de la norma DBSE-AE (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), igual a **2** cuando la estructura sea menor de 8 plantas de altura y se encuentre en una zona urbana.

$$c_e = 2$$

**3.4.3.3. Coeficiente eólico o de presión.-** Para este coeficiente se estimó la esbeltez del edificio paralelo al plano del viento, el cual es la relación entre su altura total y la anchura paralela a la línea de acción del viento.

De este cociente se determina la esbeltez del edificio paralelo al plano de acción del viento como sigue a continuación:

$$\frac{h}{d} = \frac{10.5 \text{ m}}{21 \text{ m}} = 0.5$$



**Figura 3.9. Esbeltez del edificio paralelo al viento (fuente: elaboración propia)**

Con la esbeltez en el plano paralelo al viento se determina el coeficiente eólico o de presión con ayuda de la **tabla 3.4 de la norma DBSE-AE** (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), y con lo mencionado en el artículo 3.3.4 (2) de la norma DBSE-AE se puede desprestigiar el coeficiente de succión y determinar solo el de presión, como el valor de la esbeltez es igual a 0,5 el valor del coeficiente eólico de presión es:

$$c_p = 0.70$$

Con todos los datos necesarios se procede a calcular la presión estática de viento a 10 metros de altura, que es con la cual se calculara el edificio:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0.33 \text{KN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0.70 = 0.46 \text{KN/m}^2$$

$$Q (\text{viento}) = 0.46 \text{KN/m}^2$$

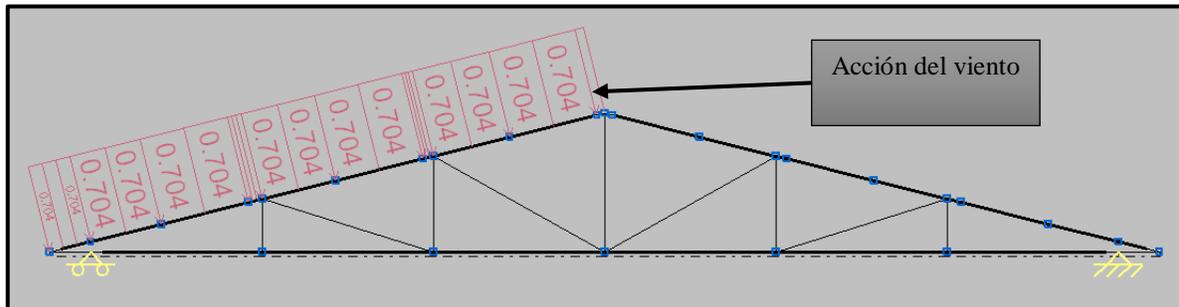
Con la cual se generara la curva de presiones de viento en el programa CYPECAD, en las cuatro direcciones en planta, asumiendo el edificio como desprotegido sin construcciones al rededor.

**3.4.3.4. Carga de viento en la cubierta metálica por área tributaria.-** Para la carga de viento que debe soportar la estructura metálica se multiplico la presión de viento por el área tributaria de cada cercha

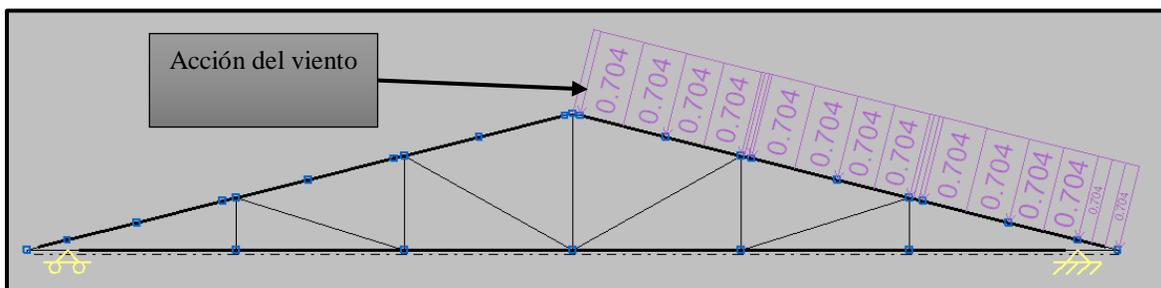
$$Q = 0.46 \text{ KN/m}^2 \cdot (\text{Separación de cerchas}) = 0.46 \text{ KN/m}^2 \cdot 1.53 \text{ m} = 0.704 \text{ KN/m}$$

$$Q \text{ (viento en cubierta)} = 0.704 \text{ KN/m}$$

Con esta carga lineal se carga cada cercha en las dos direcciones de acción de viento



**Figura 3.10. Acción de viento en la dirección +Y (fuente: CYPECAD 2016)**



**Figura 3.11. Acción de viento en la dirección -Y (fuente: CYPECAD 2016)**

### 3.5. Cálculo y diseño estructural

El cálculo estructural será realizado con el programa computarizado CYPECAD versión 2014, con base en la Código Boliviano del Hormigón (CBH-87) y todos los resultados de los estudios previos y de las acciones antes determinadas.

**3.5.1. Datos para el cálculo estructural.-** Los datos de entrada serán los siguientes: La resistencia característica del hormigón para toda la estructura será H-21 control normal, el acero será AH-400 control normal, el tamaño máximo de árido será de 19 mm (3/4) de pulgada, estos datos se visualizan mejor en la siguiente tabla:

**TABLA 3.4**  
**Datos de entrada para el cálculo**

| Datos                        | Valor                 | Unidades |
|------------------------------|-----------------------|----------|
| resistencia del hormigón     | H-21 Control normal   | MPa      |
| resistencia del acero        | AH-400 control normal | MPa      |
| tamaño máximo de árido       | 19                    | mm       |
| esfuerzo admisible del suelo | 0,206                 | MPa      |

**Fuente: elaboración propia**

**3.5.1.1. Predimensionamiento de vigas y pilares.-** El predimensionamiento de los elementos estructurales de vigas y pilares será llevado a cabo siguiendo las recomendaciones empíricas que siguen a continuación:

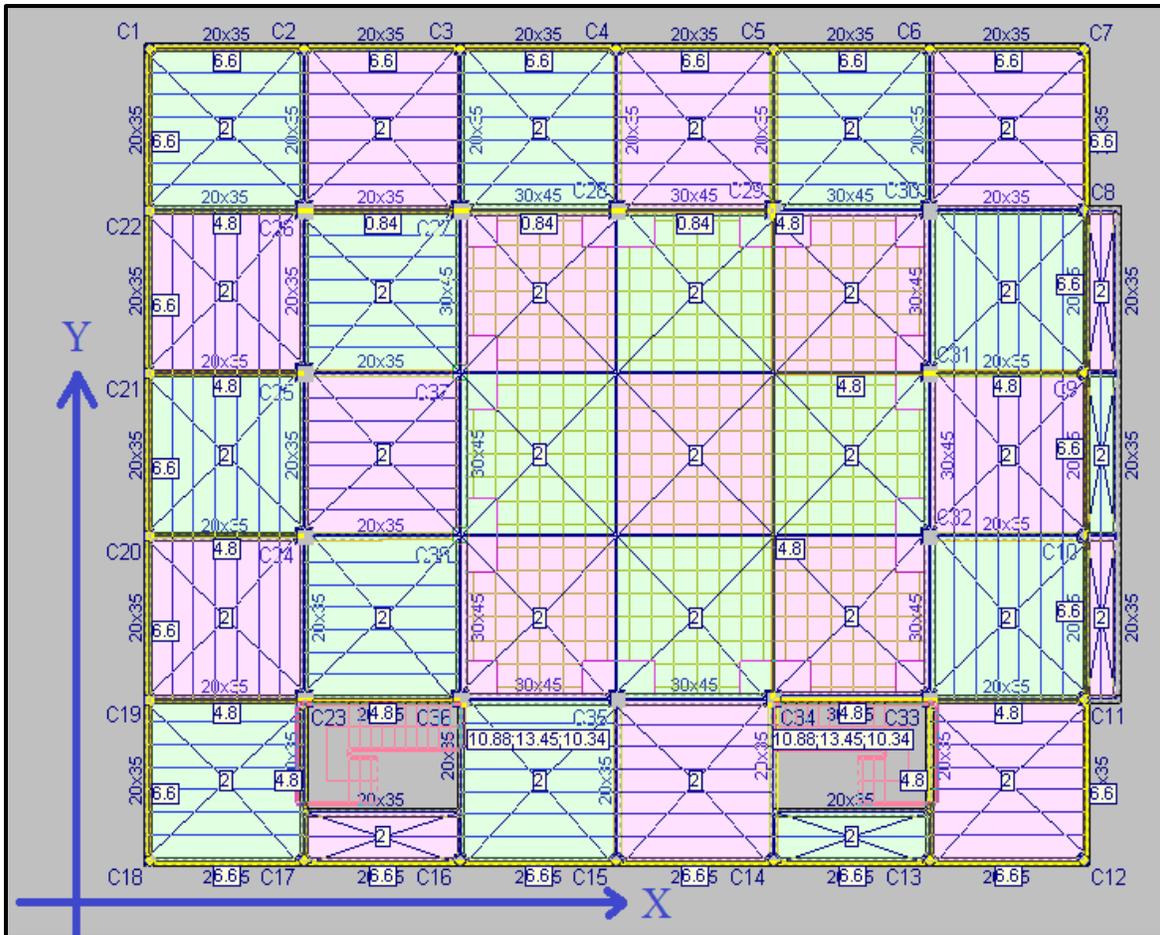
$$h = \frac{L}{12} \Rightarrow \text{Para determinar el canto de las vigas en base a su longitud.}$$

*25cmx25cm*  $\Rightarrow$  Para los pilares se empieza con la sección más pequeña.

Con estos dos procedimientos se determina las dimensiones iniciales para las piezas, las cuales irán creciendo a razón de 5 cm por motivos constructivos hasta que cumplan con todas las medidas y normas de seguridad exigidas por el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).

Estos procedimientos son empíricos y solo son de referencia con el fin de contar con una sección inicial, para el cálculo iterativo, hasta que se alcance establecer una sección que sea óptima para las exigencias de las cargas de servicio y para todas las acciones definidas con anterioridad a las que sea sometida la estructura.

**3.5.1.2. Disposición de las cargas de servicio.-** Para cargar a la estructura con las cargas de servicio se utilizó alternancia de cargas, tal como recomienda el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), para el cálculo de estructuras reticulares planas, el procedimiento consistirá en alternar las cargas de servicio en forma de tablero de ajedrez, los espacios cargados y no cargados estarán delimitados por las vigas de los entre pisos. Como sigue a continuación:



**Figura 3.12. Alternancia de cargas de servicio primera losa (fuente: CYPECAD 2016)**

Este procedimiento de cargar alternadamente los forjados brinda una mayor idealización de la estructura en estado de servicio, y con lleva a calcular las envolventes con una mayor realidad.

### 3.5.1.3. Determinación si la estructura es traslacional o intraslacional.-

Antes de realizar el cálculo definitivo de la estructura se procede a verificar si esta es traslacional o no, para ello se realizó un pre cálculo con el programa CYPECAD, en este pre-cálculo se realizó por medio de una iteración de las secciones de los elementos estructurales tanto lineales como verticales para determinar las dimensiones definitivas de las vigas y pilares, calculadas con la metodología de alternancia de cargas para determinar la suma total de las reacciones en los cimientos, bajo la hipótesis de cargas más desfavorables, asignando el valor de 1 como valor inicial para los coeficientes de pandeo de todos los pilares, los resultados son los siguientes:

**TABLA 3.5**  
**Sumatorio de esfuerzos de pilares resumido del pre diseño**

| Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00) |          |                   |        |           |           |         |         |          |
|--|----------|-------------------|--------|-----------|-----------|---------|---------|----------|
| Planta                                       | Cota (m) | Hipótesis         | N (kN) | Mx (kN·m) | My (kN·m) | Qx (kN) | Qy (kN) | T (kN·m) |
| Cimentación                                  | -1.50    | Peso propio       | 4447.0 | 57961     | 46470     | 0.0     | 0.0     | 0.0      |
|  |          | Cargas muertas    | 1948.7 | 24878     | 19599     | 0.0     | 0.0     | 0.0      |
|  |          | Sobrecarga de uso | 626.7  | 7958.4    | 6023.1    | 0.0     | 0.0     | 0.0      |
|  |          | Q 1 (1)           | 508.5  | 6174.6    | 5579.3    | 0.0     | -0.0    | -0.0     |
|  |          | Q 1 (2)           | 515.0  | 7089.7    | 5650.0    | -0.0    | -0.0    | -0.0     |
|  |          | Viento +X         | 0.0    | 346.7     | 0.0       | 45.1    | -0.0    | -477.2   |
|  |          | Viento -X         | -0.0   | -346.7    | -0.0      | -45.1   | 0.0     | 477.2    |
|  |          | Viento +Y         | 53.2   | 676.6     | 987.7     | 0.0     | 39.7    | 511.4    |
|  |          | Viento -Y         | 53.2   | 676.6     | 140.6     | 0.0     | -39.7   | -511.4   |

**Fuente: CYPECAD 2016**

Con esto se determinó una fuerza normal total de:

$$\underline{\underline{\sum N_{total} = 8045.9KN}}$$

Así mismo se realizó un pre dimensionado de los elementos hasta obtener un diseño libre de errores.

Se procede a calcular el módulo de elasticidad del concreto y las inercias de las columnas considerando la sección bruta del hormigón.

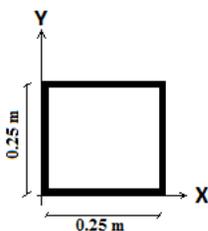
Módulo secante de elasticidad medio:

$$E_c = 9500^3 \sqrt{f_{ck} + 8}$$

$$E_c = 9500^3 \sqrt{21MPa + 8} = 29187MPa = 29187009.84KN / m^2$$

$$\underline{\underline{E_c = 29187009.84KN / m^2}}$$

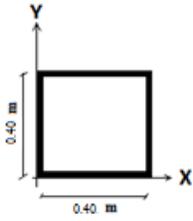
Inercias X para columnas de 25x25 cm.



$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^o \text{ columnas}$$

$$I_{x_1} = \frac{0.25m \cdot (0.25m)^3}{3} \cdot 4 = 0.0052m^4$$

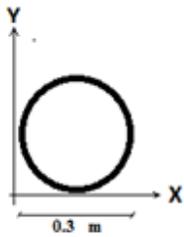
Inercias X para columnas de 40x40 cm.



$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^{\circ} columnas$$

$$I_{x_1} = \frac{0.40m \cdot (0.40m)^3}{3} \cdot 14 = 0.1195m^4$$

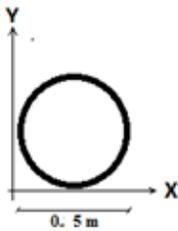
Inercias X para columnas circulares de diámetro 30 cm.



$$I_x = \frac{5 \cdot \pi \cdot d^4}{64} \cdot N^{\circ} columnas$$

$$I_{x_1} = \frac{5 \cdot \pi \cdot (0.30m)^3}{64} \cdot 18 = 0.0358m^4$$

Inercias X para columnas circulares de diámetro 50 cm.



$$I_x = \frac{5 \cdot \pi \cdot d^4}{64} \cdot N^{\circ} columnas$$

$$I_{x_1} = \frac{5 \cdot \pi \cdot (0.50m)^3}{64} \cdot 18 = 0.03068m^4$$

La sumatoria de las inercias tanto del eje X como del eje Y son iguales:

$$\sum I_x = \sum I_y = 0.1912m^4$$

La altura total del edificio es 10.00 m, el número de plantas incluida la planta de los cimientos.

Con estos datos se procede a determinar si la estructura es traslacional o no, según la Código Boliviano de Hormigón (CBH-87).

Traslacionalidad en el eje X

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_c \cdot \sum I_y}} \leq 0.6$$

$$10m \cdot \sqrt{\frac{8217.6KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.1912m^4}} = 0.3837 < 0.6$$

INTRASLACIONAL EJE X

Traslacionalidad en el eje Y

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_c \cdot \sum I_y}} \leq 0.6$$

$$10m \cdot \sqrt{\frac{8217.6KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.1912m^4}} = 0.3837 < 0.6$$

INTRASLACIONAL EJE Y

**3.5.1.4. Coeficientes de pandeo.-** Se realizara el cálculo de los coeficientes del pilar C35, desde la zapata hasta la primera losa en ambas direcciones X e Y, para el resto de columnas se presentara una tabla de resultados.

Coeficiente de pandeo Columna C35 eje X.

Pilar C35 desde la zapata hasta el sobre cimiento H=1.5m.

Se asume el coeficiente  $\psi_A$  igual a 0 considerando empotramiento en la zapata.

Calculo de  $\psi_B$ :

$$\psi_B = \frac{\sum \frac{I_{xcolumnas}}{L}}{\sum \frac{I_{vigas}}{L}}$$

Inercias de vigas que concurren al nudo:

$$I_{y1} = \frac{0.20m \cdot (0.35m)^3}{12} = 0.00071m^4 \quad L=4.2m$$

Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_y = \frac{0.4m \cdot (0.4m)^3}{12} = 0.00213m^4 \quad L=1.5m$$

$$I_y = \frac{0.4m \cdot (0.4m)^3}{12} = 0.00213m^4 \quad L=3.6m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.00213m^4}{1.5m} + \frac{0.00213m^4}{3.6m}}{\frac{0.00071m^4}{4.2m}} = 11.84$$

Calculo del coeficiente de pandeo del eje Y, para pórticos intraslacionales se puede usar la formula siguiente:

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1.28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}$$

Reemplazando los datos de los coeficientes de restricción de los nudos de la columna en la formula anterior:

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4 \cdot (0 + 11.84) + 3 \cdot 0 \cdot 11.84}{1.28 + 2 \cdot (0 + 11.84) + 3 \cdot 0 \cdot 11.84} = 0.689$$

$$\underline{\underline{\alpha_{y1} = 0.689}}$$

Pilar C35 desde el sobre cimientto hasta la primera losa H=3.6 m. El coeficiente de restricción  $\psi_A$  es igual al  $\psi_B$  del pilar anterior entonces  $\psi_A = 11.84$

Calculo de  $\psi_B$ :

Inercias de vigas que concurren al nudo:

$$I_{y1} = \frac{0.20m \cdot (0.35m)^3}{12} = 0.00071m^4 \quad L=4.2m$$

Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_x = \frac{0.4m \cdot (0.4m)^3}{12} = 0.00213m^4 \quad L=3.6m$$

$$I_x = \frac{0.4m \cdot (0.4m)^3}{12} = 0.00213m^4 \quad L=3.0m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.00213m^4}{3.6m} + \frac{0.00213m^4}{3.0m}}{\frac{0.00071m^4}{4.2m}} = 7.663$$

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1.28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}$$

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4 \cdot (11.842 + 7.663) + 3 \cdot 11.842 \cdot 7.663}{1.28 + 2 \cdot (11.842 + 7.663) + 3 \cdot 11.842 \cdot 7.663} = 0.960$$

$$\underline{\underline{\alpha_{y1} = 0.960}}$$

Pilar C35 desde el la primera losa hasta la segunda losa H=3.0 m. El coeficiente de restricción  $\psi_A$  es igual al  $\psi_B$  del pilar anterior entonces  $\psi_A = 7.663$

Calculo de  $\psi_B$ :

Inercias de vigas que concurren al nudo:

$$I_{y1} = \frac{0.20m \cdot (0.35m)^3}{12} = 0.00071m^4 \quad L=4.2m$$

Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_x = \frac{0.4m \cdot (0.4m)^3}{12} = 0.00213m^4 \quad L=3.0m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.00213m^4}{3.0m} + \frac{0.00213m^4}{2.0m}}{\frac{0.00071m^4}{4.2m}} = 10.448$$

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1.28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}$$

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4 \cdot (7.663 + 10.448) + 3 \cdot 7.663 \cdot 10.448}{1.28 + 2 \cdot (7.663 + 10.448) + 3 \cdot 7.663 \cdot 10.448} = 0.958$$

$$\underline{\underline{\alpha_{y1} = 0.958}}$$

Pilar C35 desde el la segunda losa hasta el apoyo de la cercha es H=2.0 m. El coeficiente de restricción  $\psi_A$  es igual al  $\psi_B$  del pilar anterior entonces  $\psi_A = 10.448$

Calculo de  $\psi_B$ :

Inercias de vigas que concurren al nudo: No concurren al nudo ninguna viga.

Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_x = \frac{0.4m \cdot (0.4m)^3}{12} = 0.00213m^4 \quad L=2.0m$$

$$\psi_B = \frac{0.00213m^4}{3.0m} = \infty$$

$$\alpha_y = \frac{0.64 + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1.28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}$$

Al realizar el cálculo nos da un valor infinito se asume un valor de 0.950 para el coeficiente de pandeo en el eje Y.

$$\underline{\underline{\alpha_{y1} = 0.950}}$$

Con este mismo procedimiento se calcularon el resto de las columnas, cuantificando el coeficiente de pandeo en ambas direcciones de cada columna en cada nivel.

**TABLA 3.6**  
**Coefficientes de pandeo de columnas**

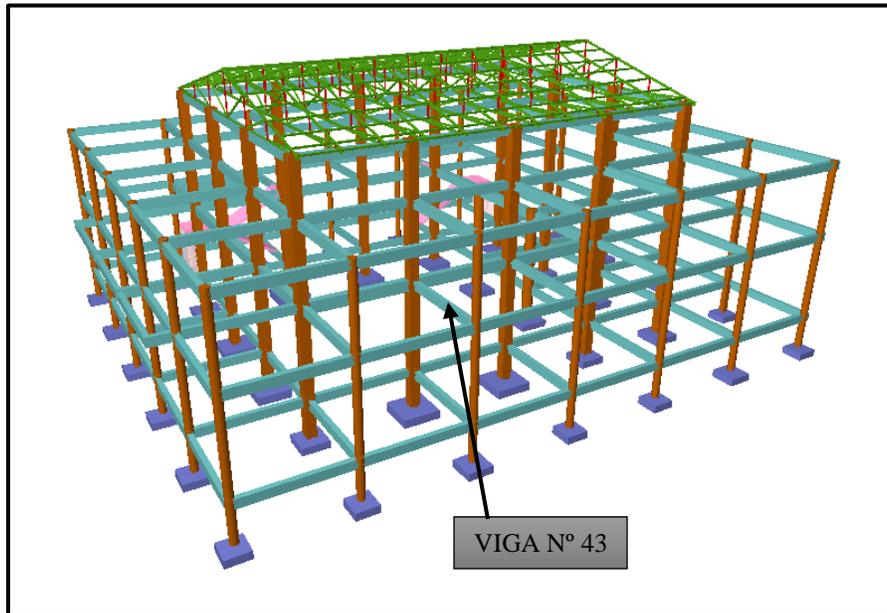
| Columna    | Cimientos     |       | Auditorio   |       | Oficinas    |       | Cumbre     |   |
|------------|---------------|-------|-------------|-------|-------------|-------|------------|---|
|            | 1,5mts - 0mts |       | 0,2m - 3,6m |       | 3,6m - 6,6m |       | 6,6m - 8,8 |   |
|            | X             | Y     | X           | Y     | X           | Y     | X          | Y |
| <b>C1</b>  | 0,634         | 0,634 | 0,789       | 0,789 | 0,811       | 0,811 | 0          | 0 |
| <b>C2</b>  | 0,6           | 0,634 | 0,702       | 0,788 | 0,727       | 0,811 | 0          | 0 |
| <b>C3</b>  | 0,599         | 0,634 | 0,7         | 0,789 | 0,725       | 0,811 | 0          | 0 |
| <b>C4</b>  | 0,599         | 0,634 | 0,7         | 0,789 | 0,725       | 0,811 | 0          | 0 |
| <b>C5</b>  | 0,599         | 0,634 | 0,7         | 0,789 | 0,725       | 0,811 | 0          | 0 |
| <b>C6</b>  | 0,6           | 0,634 | 0,702       | 0,788 | 0,727       | 0,811 | 0          | 0 |
| <b>C7</b>  | 0,634         | 0,634 | 0,789       | 0,789 | 0,811       | 0,811 | 0          | 0 |
| <b>C8</b>  | 0,634         | 0,6   | 0,789       | 0,702 | 0,811       | 0,727 | 0          | 0 |
| <b>C9</b>  | 0,634         | 0,599 | 0,789       | 0,7   | 0,811       | 0,725 | 0          | 0 |
| <b>C10</b> | 0,634         | 0,599 | 0,789       | 0,7   | 0,811       | 0,725 | 0          | 0 |

|            |       |       |       |       |       |       |       |       |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| <b>C11</b> | 0,634 | 0,6   | 0,789 | 0,702 | 0,811 | 0,727 | 0     | 0     |
| <b>C12</b> | 0,634 | 0,634 | 0,789 | 0,789 | 0,811 | 0,811 | 0     | 0     |
| <b>C13</b> | 0,6   | 0,634 | 0,702 | 0,788 | 0,727 | 0,811 | 0     | 0     |
| <b>C14</b> | 0,599 | 0,634 | 0,7   | 0,789 | 0,725 | 0,811 | 0     | 0     |
| <b>C15</b> | 0,599 | 0,634 | 0,7   | 0,789 | 0,725 | 0,811 | 0     | 0     |
| <b>C16</b> | 0,599 | 0,634 | 0,7   | 0,789 | 0,725 | 0,811 | 0     | 0     |
| <b>C17</b> | 0,6   | 0,634 | 0,702 | 0,788 | 0,727 | 0,811 | 0     | 0     |
| <b>C18</b> | 0,634 | 0,634 | 0,789 | 0,789 | 0,811 | 0,811 | 0     | 0     |
| <b>C19</b> | 0,625 | 0,59  | 0,764 | 0,678 | 0,788 | 0,704 | 0     | 0     |
| <b>C20</b> | 0,625 | 0,589 | 0,764 | 0,677 | 0,788 | 0,702 | 0     | 0     |
| <b>C21</b> | 0,625 | 0,589 | 0,764 | 0,677 | 0,788 | 0,702 | 0     | 0     |
| <b>C22</b> | 0,625 | 0,59  | 0,764 | 0,678 | 0,788 | 0,704 | 0     | 0     |
| <b>C23</b> | 0,668 | 0,668 | 0,891 | 0,891 | 0,889 | 0,889 | 0     | 0     |
| <b>C24</b> | 0,672 | 0,672 | 0,898 | 0,898 | 0,914 | 0,894 | 0     | 0     |
| <b>C25</b> | 0,672 | 0,672 | 0,898 | 0,898 | 0,914 | 0,894 | 0     | 0     |
| <b>C26</b> | 0,668 | 0,668 | 0,891 | 0,891 | 0,889 | 0,889 | 0     | 0     |
| <b>C27</b> | 0,668 | 0,669 | 0,89  | 0,891 | 0,889 | 0,91  | 0,921 | 0,9   |
| <b>C28</b> | 0,668 | 0,683 | 0,89  | 0,94  | 0,889 | 0,939 | 0,921 | 0,9   |
| <b>C29</b> | 0,668 | 0,683 | 0,89  | 0,94  | 0,889 | 0,939 | 0,921 | 0,9   |
| <b>C30</b> | 0,668 | 0,668 | 0,891 | 0,891 | 0,889 | 0,889 | 0,935 | 0,935 |
| <b>C31</b> | 0,683 | 0,668 | 0,940 | 0,89  | 0,939 | 0,888 | 0,9   | 0,921 |
| <b>C32</b> | 0,683 | 0,668 | 0,940 | 0,89  | 0,939 | 0,888 | 0,9   | 0,921 |
| <b>C33</b> | 0,668 | 0,668 | 0,891 | 0,891 | 0,889 | 0,889 | 0,935 | 0,935 |
| <b>C34</b> | 0,668 | 0,683 | 0,89  | 0,939 | 0,888 | 0,938 | 0,921 | 0,90  |
| <b>C35</b> | 0,673 | 0,689 | 0,856 | 0,96  | 0,863 | 0,958 | 0,914 | 0,95  |
| <b>C36</b> | 0,668 | 0,669 | 0,89  | 0,891 | 0,889 | 0,91  | 0,921 | 0,90  |
| <b>C37</b> | 0,689 | 0,679 | 0,934 | 0,887 | 0     | 0     | 0     | 0     |
| <b>C38</b> | 0,689 | 0,679 | 0,934 | 0,887 | 0     | 0     | 0     | 0     |

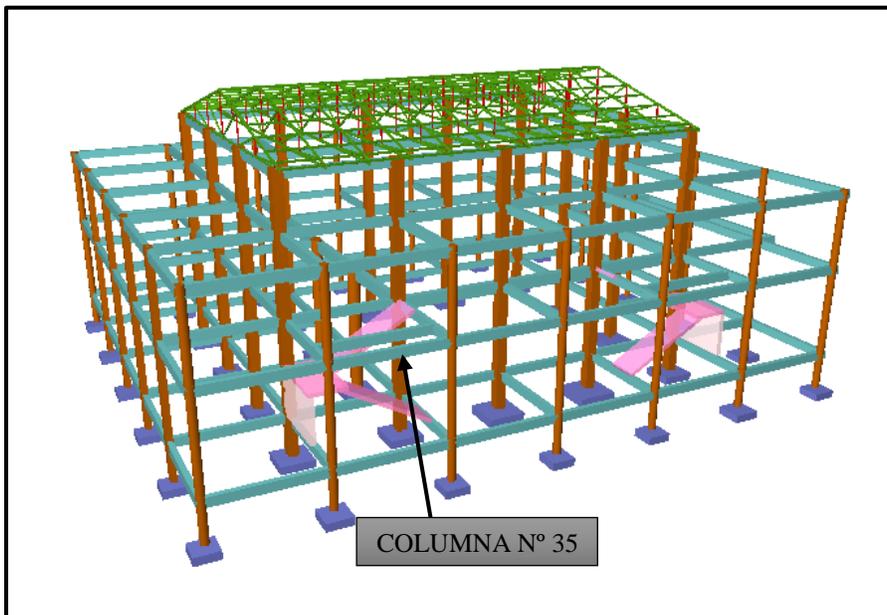
Fuente: elaboración propia

Con estos datos se procede a calcular la estructura definitiva.

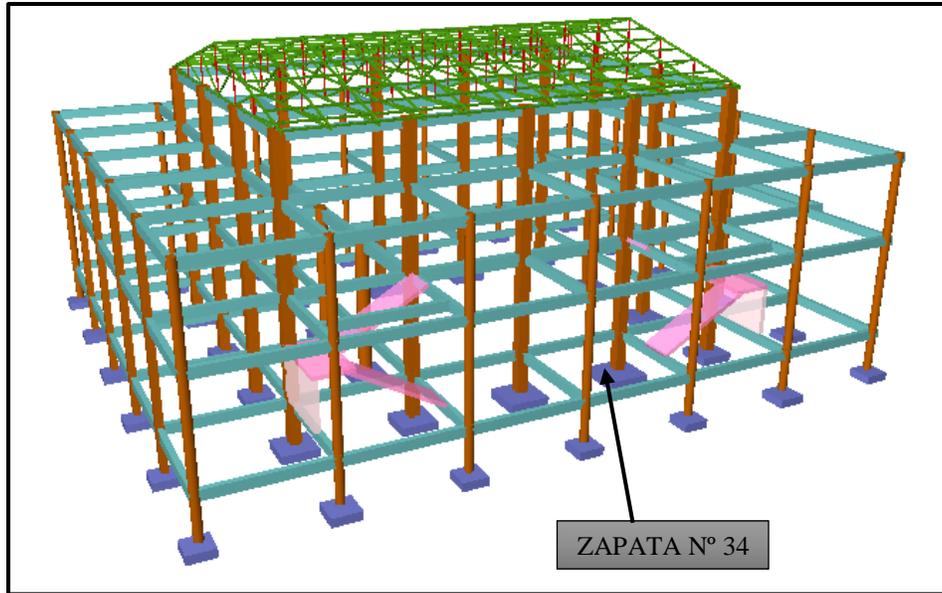
**3.5.2. Elementos más solicitados.-** Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2016, se revisaron los resultados de los esfuerzos en cada una de las piezas estructurales y se compararon para designar los elementos más solicitados de toda la edificación, como resultado se muestran en el siguiente grafico un croquis donde se pueden ubicar las piezas estructurales que serán analizadas:



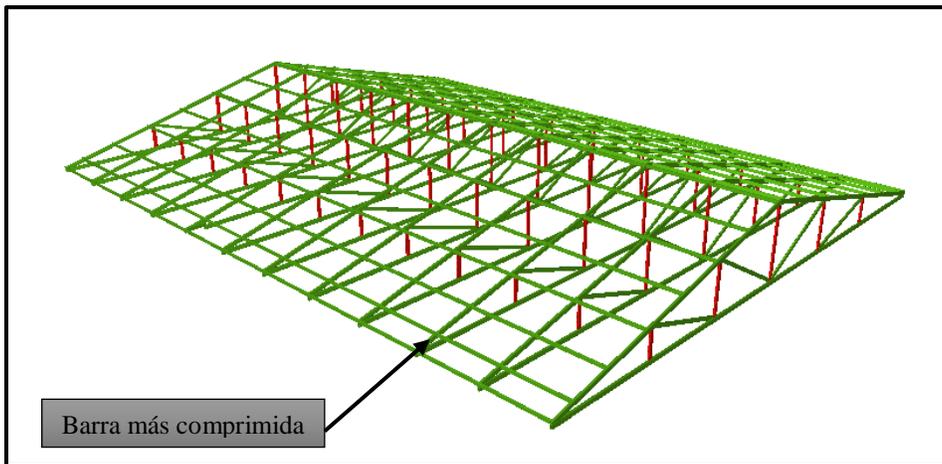
**Figura 3.13. Viga más solicitada entre columnas C29 – C5 (fuente: CYPECAD 2016)**



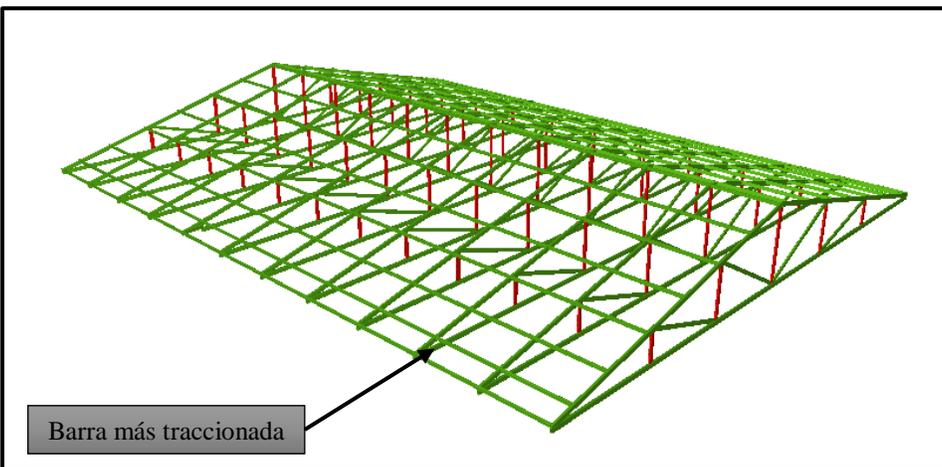
**Figura 3.14. Columna más solicitada C35 (fuente: CYPECAD 2016)**



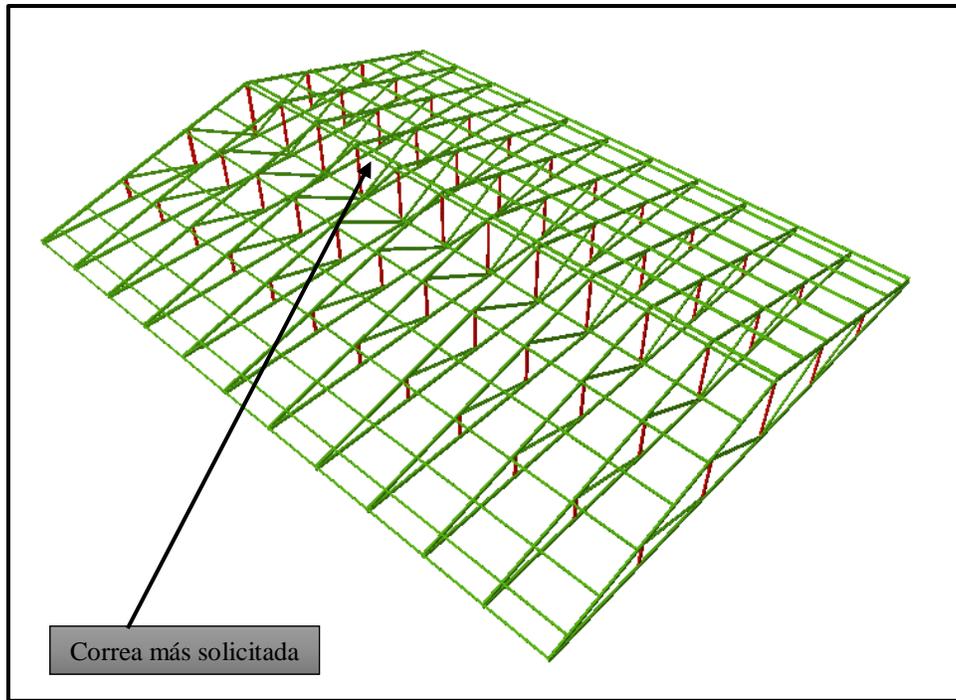
**Figura 3.15. Zapata más solicitada C34 (fuente: CYPECAD 2016)**



**Figura 3.16. Barra más comprimida (fuente: CYPECAD 2016)**



**Figura 3.17. Barra más traccionada (fuente: CYPECAD 2016)**



**Figura 3.18. Correa más solicitada (fuente: CYPECAD 2016)**

Para propósitos analíticos y verificación revisar el anexo (Anexo III.), con los cuales se puede decir que los elementos más solicitados son los que se denominan en la siguiente tabla

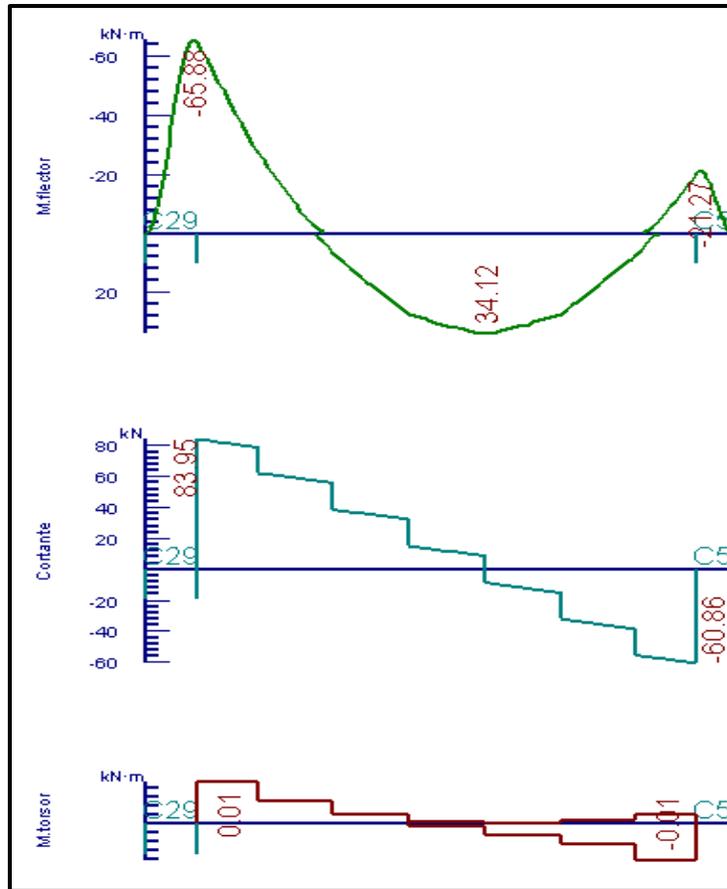
**TABLA 3.7**  
**Elementos más solicitados**

| Elemento | Ubicación                               |
|----------|---|
| Viga     | Entre las columnas C5– C29 primera losa |
| Columna  | C35 a nivel planta baja                 |
| Zapata   | De la columna C34                       |

**Fuente: elaboración propia**

**3.5.3. Esfuerzos de cálculo de los elementos más solicitados.-** Con los resultados del cálculo se revisaron y compararon los esfuerzos de todos los elementos estructurales y se llegó a determinar los esfuerzos más grandes, de los resultados de las envolventes, con los cuales el programa realizó el diseño estructural los cuales se muestran a continuación:

**3.5.3.1. Viga.-** Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. (Estados Límites Últimos) vienen dados por las envolventes:



**Figura 3.19. Envolturas de M, V, T. (Fuente: CYPECAD 2016)**

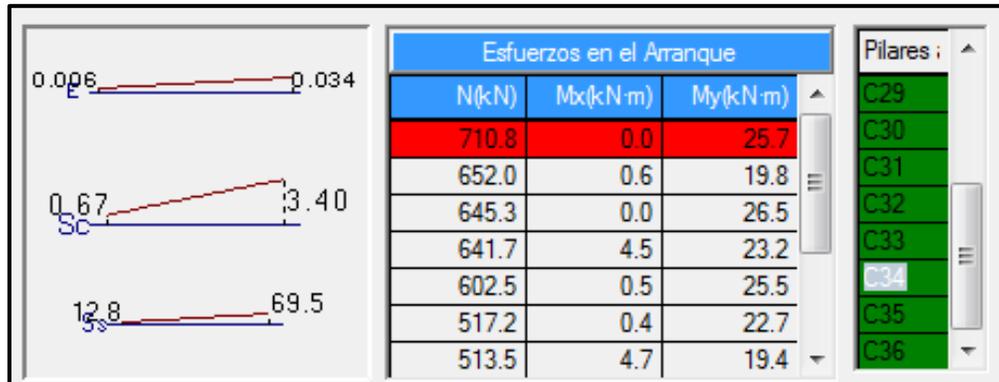
Estos son los esfuerzos con los cuales se diseñara la viga en los E.L.U. (Estados Limites Últimos).

**3.5.3.2. Columna.-** El programa dimensiono el pilar más solicitado en E.L.U. (Estados Limites Últimos) son:



**Figura 3.20. Esfuerzos de diseño de la columna C35 (Fuente: CYPECAD 2016)**

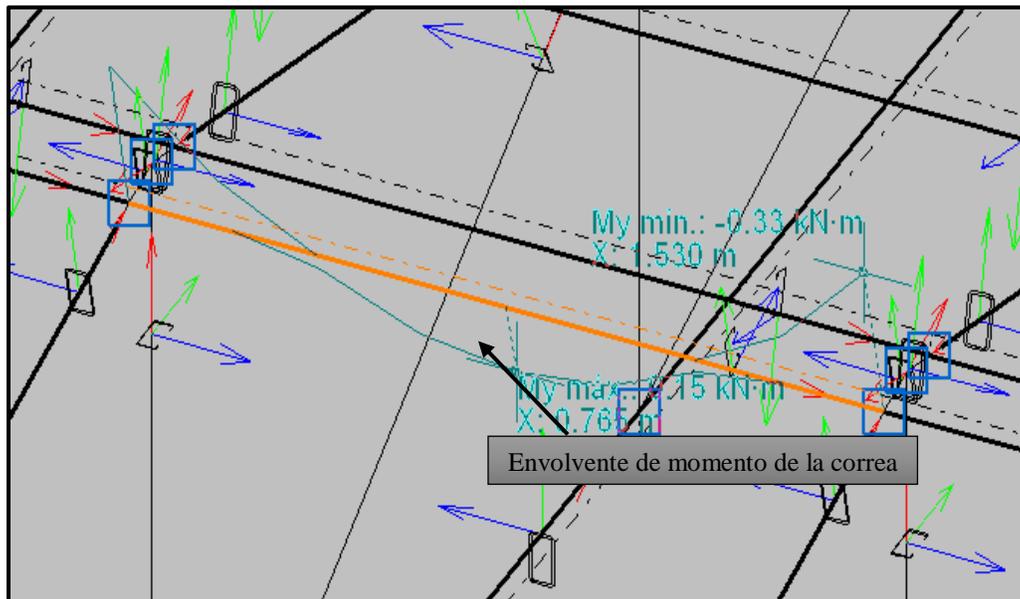
**3.5.3.3. Zapata.-** Para la zapata elegida sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. (Estados Límites Últimos) son:



**Figura 3.21. Esfuerzos de diseño de la zapata C34 (Fuente: CYPECAD 2016)**

**3.5.3.4. Losa.-** Los esfuerzos en E.L.U. de las losas aligeradas vienen dadas por los esfuerzos locales de las viguetas y de esta forma podemos comprobar todas las exigencias de la norma, los esfuerzos máximos en las viguetas de la losa elegida se aprecian en la siguiente figura:

**3.5.3.5. Cercha.-** los esfuerzos de cálculo en E.L.U. son los siguientes:



**Figura 3.22. Envolturas de momento de la cercha (Fuente: CYPECAD 2016)**

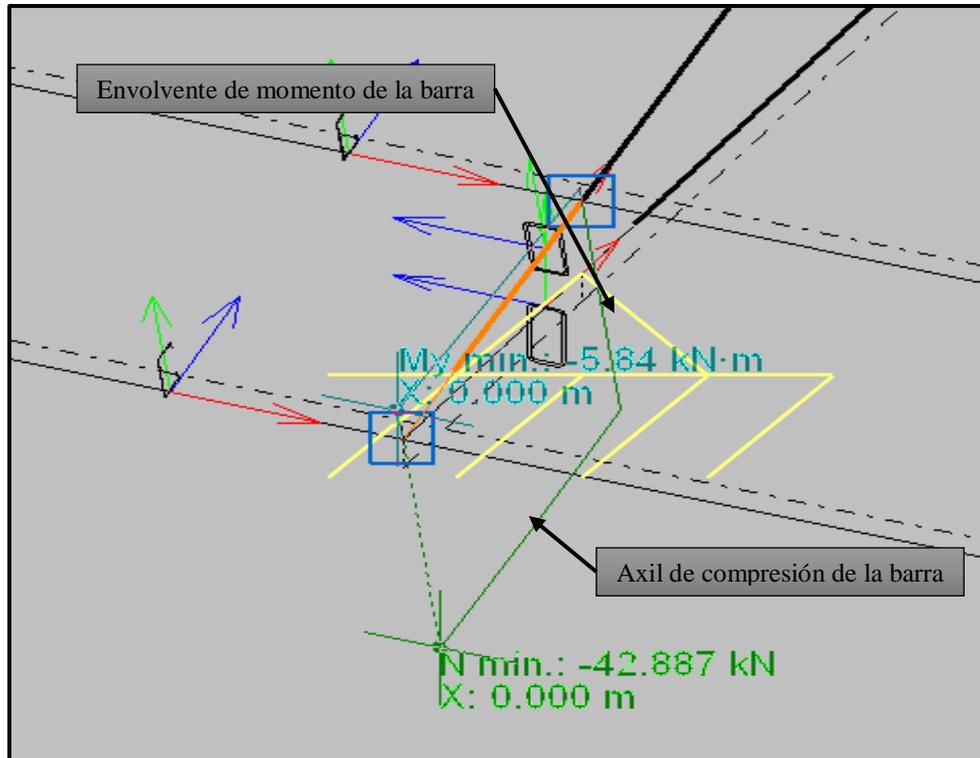


Figura 3.23. Envolventes, Axil más comprimida (Fuente: CYPECAD 2016)

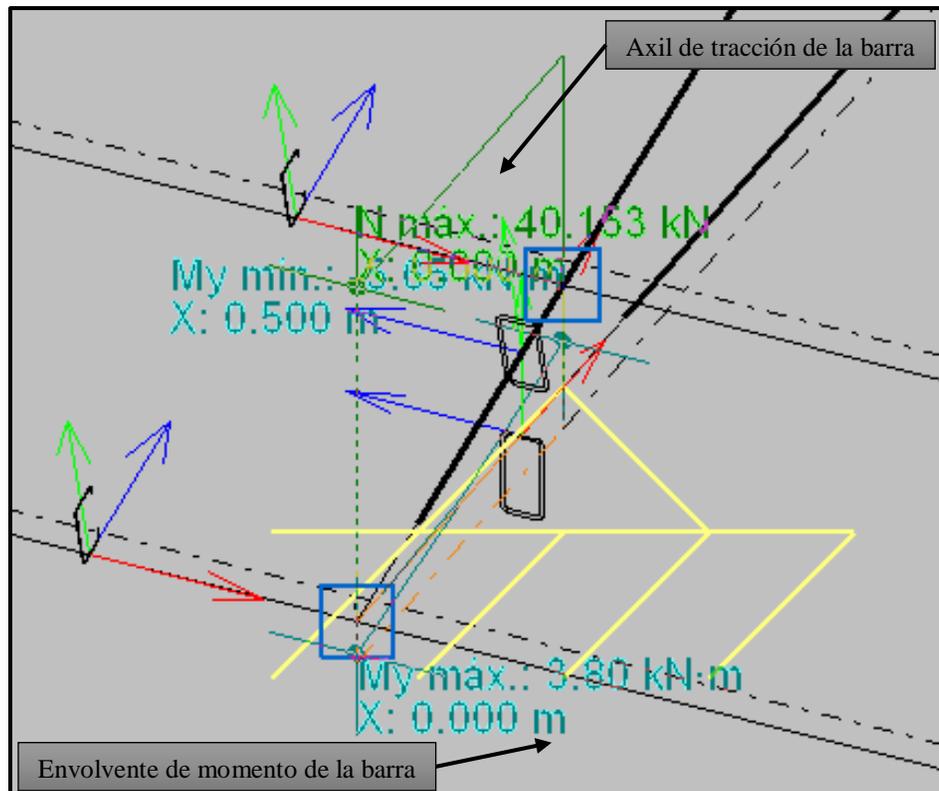


Figura 3.24. Envolventes, Axil más traccionada (Fuente: CYPECAD 2016)

Con estos valores se verifican las exigencias de los E.L.U. para losas aligeradas según la Código Boliviano de Hormigón (CBH-87) y la normativa LRFD para cubiertas metálicas.

**3.5.4. Análisis de los miembros más solicitados.-** Ya fueron designados las piezas más solicitadas en el análisis estructural, y se presentaron las solicitaciones con las cuales fueron diseñadas por el programa, ahora se procederá a un cálculo manual con los datos de los esfuerzos y secciones definidas, con el objeto de corroborar el cálculo del programa (CYPECAD 2016).

**3.5.4.1. Viga.-** Los cálculos y diseño serán realizados para los estados límites últimos E.L.U. (Estado Limite Ultimo), y para los estados límites de servicio E.L.S. (Estado Limite de Servicio).

**3.5.4.1.1. Diseño en E.L.U.-** Se verificaran las armaduras necesarias para resistir los máximos esfuerzos mayorados.

**3.5.4.1.1.1. Diseño en flexión.-**

Diseño para el momento negativo (izquierdo):

Datos:

$$M_d = 65.88 \text{ KN.m}$$

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$d = 0.311 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 4.2 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

Comprobación de la armadura de compresión:

$$M_d < 0.251 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_d < 0.251 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot (0.311 \text{ m})^2 \cdot (14000 \text{ KN} / \text{m}^2)$$

$$65.88KN \cdot m < 67.98KN \cdot m \quad \mathbf{OK!}$$

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$y = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$y = 0.311m \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{65.88KN \cdot m}{0.425 \cdot 0.20m \cdot (0.311m)^2 \cdot 14000KN/m^2}} \right) = 0.108m$$

$$\underline{\underline{y = 0.108m}}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.20m \cdot 0.1m \cdot 14000KN/m^2 = 257.04KN$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 257.04KN}}$$

De la tabla 8.9 del libro Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (edición 14ª):

$$4\phi 16 = 279.7KN \Rightarrow 279.7KN > 257.04KN \quad \mathbf{OK!}$$

Refuerzo:

$$\underline{\underline{A_s = 4\phi 16}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{257.04KN}{347826.087KN/m^2} = 0.000739m^2$$

$$\boxed{A_s = 7.39 \text{ cm}^2}$$

Diseño para el momento positivo:

Datos:

$$M_d = 34.12 \text{ KN.m}$$

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$d = 0.313 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$L = 4.2$  metros (longitud)

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$y = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$
$$y = 0.313 \text{ m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{34.12 \text{ KN} \cdot \text{ m}}{0.425 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot (0.313 \text{ m})^2 \cdot 14000 \text{ KN} / \text{ m}^2}} \right) = 0.05 \text{ m}$$
$$\underline{\underline{y = 0.05 \text{ m}}}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 0.05 \text{ m} \cdot 14000 \text{ KN} / \text{ m}^2 = 119 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 119 \text{ KN}}}$$

De la tabla 8.9 del libro Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (edición 14ª):

$$\begin{aligned} 2\phi 10 &= 78.7 \text{ KN} \\ 2\phi 12 &= 54.6 \text{ KN} \end{aligned} \Rightarrow 133.3 \text{ KN} > 119 \text{ KN} \quad \mathbf{OK!}$$

Refuerzo:

$$A_s = 2\phi 10$$

$$\underline{\underline{A_s = 2\phi 12}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{119 \text{ KN}}{347826.087 \text{ KN} / \text{ m}^2} = 0.000342 \text{ m}^2$$

$$\boxed{A_s = 3.42 \text{ cm}^2}$$

Diseño para el momento negativo (derecho):

Datos:

$$M_d = 21.27 \text{ KN.m}$$

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$d = 0.311 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 4.2 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$y = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$
$$y = 0.311 \text{ m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{21.27 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.425 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot (0.311 \text{ m})^2 \cdot 14000 \text{ KN} / \text{m}^2}} \right) = 0.030 \text{ m}$$
$$\underline{\underline{y = 0.030 \text{ m}}}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$
$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 0.03 \text{ m} \cdot 14000 \text{ KN} / \text{m}^2 = 71.40 \text{ KN}$$
$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 71.40 \text{ KN}}}$$

De la tabla 8.9 del libro Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya (edición 14ª):

$$2\phi 16 = 139.9 \text{ KN} \Rightarrow 139.9 \text{ KN} > 71.4 \text{ KN} \quad \mathbf{OK!}$$

Refuerzo:

$$\underline{\underline{A_s = 2\phi 16}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{71.4KN}{347826.087KN/m^2} = 0.000205m^2$$

$$A_s = 2.05 \text{ cm}^2$$

Dominio de deformación:

$$x = \frac{y}{0.80} = \frac{0.108m}{0.80} = 0.135m$$

$$x_{\min} = 0.259 \cdot d = 0.259 \cdot 0.311m = 0.08m$$

$$x_{\lim} = \frac{d}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot f_{yd}} = \frac{0.311m}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot 347.83MPa} = 0.208m$$

DOMINIO 3

$$\underline{\underline{0.08m \leq 0.135m \leq 0.208m}}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$\rho_{\min} = 0.0033$  Para vigas (Código Boliviano del Hormigón CBH-87).

Negativo lado izquierdo:

$$\rho_{positivos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.39cm^2}{20cm \cdot 31.1cm} = 0.012$$

$$\underline{\underline{0.0033 < 0.012}} \quad \underline{\underline{OK!}}$$

Positivo:

$$\rho_{positivos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.42cm^2}{20cm \cdot 31.3cm} = 0.0055$$

$$\underline{\underline{0.0033 < 0.0055}} \quad \underline{\underline{OK!}}$$

Negativo lado derecho:

$$\rho_{positivos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.05cm^2}{20cm \cdot 31.1cm} = 0.0032$$

$$\underline{\underline{0.0033 < 0.0032}} \quad \underline{\underline{NO CUMPLE!}}$$

Rediseño del refuerzo de negativos para el lado derecho

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0033 \cdot 0.20m \cdot 0.311m = 0.000205m^4$$

$$A_s = 2.05 \text{ cm}^2$$

Capacidad mecánica

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.000205 \text{ m}^2 \cdot 347826.087 \text{ KN/m}^2 = 71.30 \text{ KN}$$

$$2\phi 16 = 139.9 \text{ KN} \Rightarrow 139.9 \text{ KN} > 71.30 \text{ KN}$$

Armadura de refuerzo

$$\underline{\underline{A_s = 2\phi 16}}$$

Cuantías mecánicas mínimas según Código Boliviano del Hormigón (CBH-87):

$$A_s < 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = 0.04 \cdot \frac{14000 \text{ KN/m}^2}{347826.087 \text{ KN/m}^2} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} = 0.0001127 \text{ m}^2 = 1.127 \text{ cm}^2$$

Negativo izquierdo:

$$\underline{\underline{7.39 \text{ cm}^2 > 1.127 \text{ cm}^2}} \quad \text{OK!}$$

Positivo:

$$\underline{\underline{3.42 \text{ cm}^2 > 1.127 \text{ cm}^2}} \quad \text{OK!}$$

Negativo derecho:

$$\underline{\underline{2.05 \text{ cm}^2 > 1.27 \text{ cm}^2}} \quad \text{OK!}$$

#### 3.5.4.1.1.2. Diseño a cortante.-

Cortante izquierda:

Datos:

$$Q_d = 83.95 \text{ KN}$$

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$d = 0.311 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$L = 4.2$  metros (longitud)

Solución:

$$V_{rd} = V_d = 83.95 \text{ KN}$$

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

Verificación del cortante  $V_{u1}$ :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 0.311 \text{ m} = 261.24 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{83.95 \text{ KN} < 261.24 \text{ KN}}} \quad \text{OK!}$$

Verificación del cortante  $V_{u2}$ :

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{ MPa})^2} = 0.997 \text{ MPa} = 997.12 \text{ KN/m}^2$$

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 0.311 \text{ m} = 62.02 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{83.95 \text{ KN} < 62.02 \text{ KN}}} \quad \text{NO CUMPLE!}$$

Armadura de refuerzo a cortante

$$V_{cu} = V_d - V_{u2} = 83.95 \text{ KN} - 62.02 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{V_{cu} = 21.93 \text{ KN}}}$$

Separación Estribos

$$\frac{V_d}{V_{u1}} = \frac{83.95 \text{ KN}}{261.24 \text{ KN}} = 0.32$$

$$0.20 < 0.32 < 0.67 \Rightarrow \frac{s}{d} \leq 0.6$$

Entrando en tabla 19.6 del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya 14<sup>a</sup> edición, pág. 371, con la siguiente relación.

$$\text{Estribo } 2 \text{ } \emptyset 6 \quad \frac{s}{d} = 0.45 \quad \Rightarrow \quad U = 39.3 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{39.3 \text{ KN} > 21.93 \text{ KN}}} \quad \text{OK!}$$

Separación

$$\frac{s}{d} = 0.45$$

$$s = 0.45 \cdot d = 0.45 \cdot 0.311m = 0.139m$$

Refuerzo

estribos  $\phi 6c / 15cm$

Cortante derecha:

Datos:

$$Q_d = 60.86KN$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$d = 0.311 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 4.2 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

$$V_{rd} = V_d = 58.47KN$$

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

Verificación del cortante  $V_{u1}$ :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000KN / m^2 \cdot 0.20m \cdot 0.311m = 261.24KN$$

$$\underline{\underline{60.86KN < 261.24KN}} \quad \text{OK!}$$

Verificación del cortante  $V_{u2}$ :

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21MPa)^2} = 0.997MPa = 997.12KN / m^2$$

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 0.311 \text{ m} = 62.02 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{60.83 \text{ KN} < 62.02 \text{ KN} \quad \text{OK!}}}$$

Separación máxima Código Boliviano del Hormigón (CBH-87):

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

$$\underline{\underline{S = 30 \text{ cm}}}$$

Armadura de refuerzo a cortante con la cuantía mínima por un metro lineal Código Boliviano del Hormigón (CBH-87):

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{\text{sen} \alpha} \geq 0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t$$

$$\frac{4 \text{ estribos} \cdot \left( \frac{\pi}{4} \cdot (0.006 \text{ m})^2 \cdot 2 \right) \cdot 347826.087 \text{ KN/m}^2}{\text{sen}(90)} \geq 0.02 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{78.97 \text{ KN} > 56 \text{ KN} \quad \text{OK!} \quad \Rightarrow \underline{\underline{\text{estribos } \phi 6 \text{ c} / 29 \text{ cm}}}}}$$

**3.5.4.1.2. Diseño en E.L.S.-** Se verifican las deformaciones máximas producidas por las cargas de servicio y peso propio.

Datos:

$g_T = 4.2 \text{ KN/m}$  Carga permanente repartida que actúa sobre el elemento

$q_T = 1.26 \text{ KN/m}$  Carga variable repartida que actúa sobre el elemento

Para comprobación y obtención de estos datos ver (ANEXO III)

$L = 4.2 \text{ m}$  Longitud

$E_y = 0.0035$  Alargamiento unitario del acero

Verificación para Estados límites de Servicio

$$d \geq 30 \cdot E_y \cdot l_i$$

$$0.36 \text{ m} \geq 30 \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 4.2 \text{ m})$$

$$\underline{\underline{0.36 \text{ m} > 0.26 \text{ m} \quad \text{OK!}}}$$

$$d \geq 50 \cdot \frac{g}{g + q} \cdot E_y \cdot l_i$$

$$0.36 \geq 50 \cdot \frac{4.20 \text{ KN/m}}{4.20 \text{ KN/m} + 1.26 \text{ KN/m}} \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 4.2 \text{ m})$$

$$\underline{\underline{0.36 \text{ m} > 0.34 \text{ m} \quad \text{OK!}}}$$

Realizadas las comprobaciones del artículo 8.5.3 del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), no será necesaria la comprobación de la flecha.

**3.5.4.2. Columna.-** El diseño se basa en la determinación de una armadura simétrica en los E.L.U. con una sección dada:

Datos:

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$N_d = 574.8 \text{ KN}$$

$$L = 3.6 \text{ m (longitud)}$$

$$M_{xd} = 6.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{yd} = 75.7 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_x = 0.856 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

$$\alpha_y = 0.960 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

$$I_x = I_y = \frac{0.40 \text{ cm} \cdot (0.40 \text{ cm})^3}{12} = 0.00213 \text{ m}^4$$

$$A = 0.40 \text{ m} \cdot 0.40 \text{ m} = 0.16 \text{ m}^2$$

Solución:

**Longitud de pandeo en Y:**

$$l_o = \alpha_y \cdot L = 0.960 \cdot 3.6 \text{ m} = 3.46 \text{ m}$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{L_a}{h} = \frac{3.46 \text{ m}}{0.40 \text{ m}} = 8.65$$

$$\lambda_g < 10 \Rightarrow 8.65 < 10 \quad (\text{No se consideran efectos de } 2^{\text{o}} \text{ orden})$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{L_a}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{3.46m}{\sqrt{\frac{0.00213m^4}{0.16m^2}}} = 29.99$$

$$\lambda_m < 35 \Rightarrow 29.99 < 35 \quad (\text{No se consideran efectos de } 2^0 \text{ orden})$$

Verificación para el ábaco en roseta:

La comprobación a pandeo puede efectuarse independientemente en cada uno de los dos planos principales de simetría, si la excentricidad del axil se sitúa en la zona rayada de la figura, esta situación se produce si se cumple alguna de las dos condiciones indicadas en dicha figura:

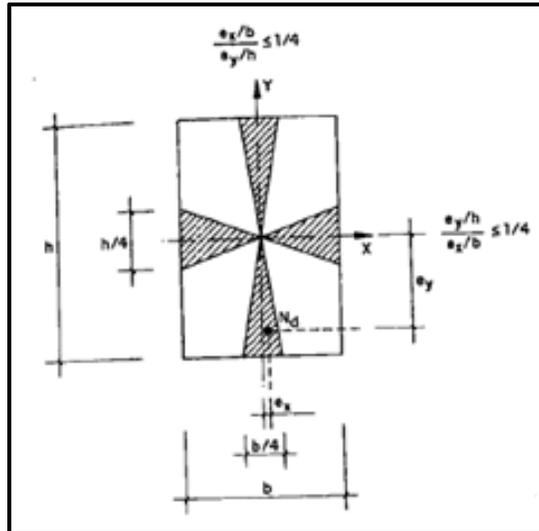


Figura 3.25. Pandeo en flexión esviada (Fuente: P. Jiménez Montoya 14ª edición)

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{6.7}{574.8} = 0.0116$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{75.7}{574.8} = 0.132$$

$$\frac{\frac{e_x}{b}}{\frac{e_y}{h}} < \frac{1}{4} = \frac{\frac{0.0116}{0.4}}{\frac{0.132}{0.4}} = 0.0879 < 0.25 \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto no se requiere el empleo de los ábacos de roseta de flexión esviada.

Para el diseño de las armaduras se utilizara el diagrama de flexión y compresión compuesta de la página 719 del libro (Pedro Jiménez Montoya 14ª edición).

Como el monograma es para un hormigón H-20 se calcula un ancho ficticio para un hormigón H-21.

$$b_1 = b \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ckM}} = 0.40m \cdot \frac{21MPa}{20MPa} = 0.42m \Rightarrow b_1 = 0.42m$$

Valores de entrada:

$$\frac{M_d}{b_1} = \frac{75.7KN.m}{0.42m} = 180.24KN$$

$$\frac{N_d}{b_1} = \frac{574.8KN}{0.42m} = 1368.57KN/m$$

Entrando con estos dos valores se obtiene:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_1} = \frac{A_s^l \cdot f_{yd}}{b_1} = 200KN/m = 200KN/m \cdot (b_1) = 200KN/m \cdot 0.42m = 84KN$$

Armadura de refuerzo para toda la sección:

$$A_{STotal} \cdot f_{yd} = 84KN \cdot 2 = 168KN$$

$$4\phi 16 = 279.7KN \quad 279.7KN > 168KN$$

Nota: 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. (P. Jiménez Montoya 14ª edición).

Por lo siguiente se colocó 2φ12 en la cara X y en la cara Y por lo que es necesario para la armadura de montaje.

Por lo tanto a la capacidad mecánica  $A_{STotal} = 168KN$  a esta misma se suma la capacidad mecánica necesaria de 4 φ 12 con una capacidad mecánica de  $A_{S\phi 12mm} = 157.4KN$

Área necesaria total de acero:

$$A_{STotal} = \frac{325.4KN}{347826.087KN/m^2} = 0.000936m^2$$

|                           |
|---------------------------|
| $A_s = 9.36 \text{ cm}^2$ |
|---------------------------|

Cuantía geométrica mínima:

Para pilares  $\rho_{\min} = 0.006$  según Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{9.36 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \cdot 36.1 \text{ cm}} = 0.0065$$

$$\underline{\underline{0.0065 > 0.006}} \quad \text{OK!}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.006 \cdot 40 \cdot 36.1 = 8.66 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_{nec} = 8.66 \text{ cm}^2}$$

Comprobación de las armaduras longitudinales:

$$A_s^l \cdot f_{ycd} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$(0.000936 \text{ m}^2 / 2) \cdot 347826.087 \text{ KN} / \text{m}^2 \geq 0.05 \cdot 574.8 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{162.78 \text{ KN} \geq 28.74 \text{ KN}}} \quad \text{OK!}$$

$$A_s^l \cdot f_{ycd} < 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$(0.000936 \text{ m}^2 / 2) \cdot 347826.087 \text{ KN} / \text{m}^2 < 0.5 \cdot 14000 \text{ KN} / \text{m}^2 \cdot 0.16 \text{ m}^2$$

$$\underline{\underline{162.78 \text{ KN} < 1120 \text{ KN}}} \quad \text{OK!}$$

Diseño de estribos:

Separación:

$$\begin{array}{l} S \leq 12\phi_{\min} \\ S \leq b - 2r \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} S \leq 12 \cdot 1.2 \text{ cm} = 14.4 \text{ cm} \\ S \leq 40 \text{ cm} - 2 \cdot 2.5 \text{ cm} = 35 \text{ cm} \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array}$$

$$S \leq 14.4 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{S = 15 \text{ cm}}}$$

Diámetro de estribos:

$$\phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{mayor}}$$

$$\phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot (16mm) = 4mm \Rightarrow \phi = 6mm$$

Estrivos  $\phi 6c / 15cm$

**3.5.4.3. Zapata.-** El diseño de las cimentaciones de este proyecto fue mediante una fundación superficial con zapatas aisladas.

Datos:

$$N_d = 710.8 \text{ KN}$$

$$\sigma_{adm} = 0.206 \text{ MPa} = 206 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{dy} = 25.7 \text{ KN.m}$$

$$Q_y = 29.36 \text{ KN}$$

$$N = 444.25 \text{ KN}$$

$$M_y = 16.06 \text{ KN}$$

Solución:

Pre dimensionado (zapata cuadrada):

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} = \frac{14 - 0.02 \cdot 206 \text{ KN} / \text{m}^2}{100} = 0.098$$

$$A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{444.25 \text{ KN} \cdot (1 + 0.098)}{206 \text{ KN} / \text{m}^2} = 2.37 \text{ m}^2$$

$$A = a \cdot b \Rightarrow a = b \Rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{2.37 \text{ m}^2} = 1.54 \text{ m} \approx 1.6 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{a = b = 1.6 \text{ m}}}$$

Canto útil:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{710.8 \text{ KN}}{1.6 \text{ m} \cdot 1.6 \text{ m}} = 277.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1.1 \cdot 277.66 \text{ KN} / \text{m}^2}{277.66 \text{ KN} / \text{m}^2 + 370} \cdot \left( \frac{1.6 \text{ m} - 0.40 \text{ m}}{2} \right) = 0.283 \text{ m} \approx 30 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{d = 30 \text{ cm}}} \quad (\text{Constructivo})$$

Canto Total

$$h_T = d + r = 30\text{cm} + 5\text{cm} = \underline{\underline{35\text{cm}}}$$

Dimensiones

$$a = b = 1.6\text{m}$$

$$d = 0.30\text{m}$$

$$h = 0.35\text{m}$$

Rigidez de la Zapata

$$v_{\max} < 2 \cdot h$$

$$\frac{(1.6\text{m} - 0.40\text{m})}{2} < 2 \cdot 0.35\text{m}$$

$$0.6\text{m} < 0.7\text{m} \rightarrow \text{Rigida}$$

Calculo de la normal total:

$$N = P_{zapata} = V \cdot \gamma_H = (1.6\text{m} \cdot 1.6\text{m} \cdot 0.35\text{m}) \cdot 25\text{KN} / \text{m}^3 = \underline{\underline{22.4\text{KN}}}$$

$$N_T = N + P_{zapata} = 444.25\text{KN} + 22.4\text{KN} = 466.65\text{KN}$$

Comprobación de los esfuerzos en el terreno, libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 507

$$n_{relativa} = \frac{e}{a}$$

$$e = \frac{M_y}{N_T} = \frac{16.06\text{KN}\cdot\text{m}}{466.65\text{KN}} = 0.034\text{m}$$

Excentricidad relativa

$$n_{relativa} = \frac{e}{a} = \frac{0.034\text{m}}{1.6\text{m}} = 0.021$$

$$\frac{1}{90} \leq n \leq \frac{1}{9}$$

$$\frac{1}{90} = 0.011$$

$$\frac{1}{9} = 0.111$$

$$0.01 \leq 0.021 \leq 0.1 \text{ OK!}$$

Por lo tanto se afecta a las cargas con los siguientes factores:

Para comprobación de presiones del suelo:

$$\gamma_g = 1 + 3n = 1 + 3 \cdot 0.021 = 1.063$$

Para comprobación de flexión y cortante:

$$\gamma_e = 1 + 4.5n = 1 + 4.5 \cdot 0.021 = 1.09$$

Comprobación del esfuerzo en el terreno

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{N_T \cdot \gamma_g}{Area} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{466.65 \text{ KN} \cdot 1.063}{1.6 \text{ m} \cdot 1.6 \text{ m}} \leq 206 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\underline{\underline{193.77 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 206 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ OK!}}}$$

**3.5.4.3.1. Comprobación al vuelco.-**

$$\frac{(N + G) \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} = \frac{466.65 \text{ KN} \cdot \frac{1.6 \text{ m}}{2}}{16.06 \text{ KN} \cdot \text{m} + 29.36 \text{ KN} \cdot 0.35 \text{ m}} = 14.18$$

$$\underline{\underline{14.18 \geq 1.5 \quad \text{OK!}}}$$

**3.5.4.3.2. Comprobación al deslizamiento.-**

$$\frac{(N + G) \tan \varphi_d}{Q} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \tan \varphi_d}{Q} = \frac{466.65 \text{ KN} \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 25^\circ\right)}{29.36 \text{ KN}} = 4.76$$

$$\underline{\underline{4.76 \geq 1.5 \quad \text{OK!}}}$$

### 3.5.4.3.3. Diseño a flexión.-.

En dirección X = Y

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b(v_a + 0.15a_o)^2$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{N_d \cdot \gamma_e}{a \cdot b} = \frac{710.8KN \cdot 1.09}{1.6m \cdot 1.6m} = 302.65KN/m^2$$

$$M_d = \frac{302.65KN/m^2}{2} \cdot 1.6m \cdot (0.6m + 0.15 \cdot 0.4m)^2 = 105.47KN.m$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{105.47KN.m}{1.6m \cdot (0.35m)^2 \cdot 14000KN/m^2} = 0.0384$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0384 \cdot (1 + 0.0384) = 0.040$$

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.04 \cdot 1.6m \cdot 0.35m \cdot 14000KN/m^2 = 313.6KN$$

$$A_s = \frac{313.6KN}{347826.087KN/m^2} = 0.00090m^2 = 9.02cm^2$$

Cuantía geométrica mínima: del libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 509

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0020 \cdot 1.6m \cdot 0.35m = 0.00112m^2 = 11.20cm^2$$

$$A_s = 11.20 cm^2$$

Refuerzo:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.00112m^2 \cdot 347826.087KN/m^2 = 389.57KN$$

$$8\phi 16 = 472KN \quad \Rightarrow \quad 559.6KN > 389.57KN \quad \mathbf{OK}$$

Separación =

$$S = \frac{b - 2 \cdot r}{8} = \frac{1.6m - 2 \cdot 0.05m}{8} = 0.19cm \approx 20cm$$

$$8\phi 16c / 20cm$$

### 3.5.4.3.4. Diseño a cortante.-

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.30m}{2} = 0.15m \quad \text{Del lado } a_o \text{ de la columna}$$

Cortante de diseño

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} - d \right)$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{N_d \cdot \gamma_e}{a \cdot b} = \frac{710.8KN \cdot 1.09}{1.6m \cdot 1.6m} = 302.65KN / m^2$$

$$V_d = 302.65KN / m^2 \cdot 1.6m \cdot \left( \frac{1.6m - 0.50m}{2} - 0.35m \right) = 96.85KN$$

Comprobación de cortante:

$$V_d \leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

$$b_2 = b_o + d = 0.40m + 0.35m = 0.75m$$

$$d_2 = 1.5v_2 = 1.5 \cdot (0.6m - 0.15m) = 0.675m$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21MPa)^2} = 0.9971MPa = 997.12KN / m^2$$

$$96.85KN \leq 2 \cdot 0.75m \cdot 0.675m \cdot 997.12KN / m^2$$

$$\underline{\underline{96.85KN \leq 1009.58KN}} \quad \text{OK!}$$

**3.5.4.4. Losa Alivianada.-** La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con aligerante de plastoformo.

Datos:

$a = 22$  cm mitad del ancho del complemento

$h = 20$  cm canto de la bovedilla

Solución:

Altura de la carpeta de compresión:

$$h_o \geq 3cm \geq \frac{1}{6} \cdot a \quad \frac{1}{6} \cdot a = \frac{1}{6} \cdot 22cm = 3.66cm$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$\underline{\underline{5cm \geq 3cm \geq 3.66cm}} \quad \text{OK CUMPLE!}$$

Comprobación de la flecha:

No se comprueba la flecha si se cumple la relación canto/luz de la **tabla 9.9.10.4.3b** según el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).

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

$$\frac{H}{L} = \frac{0.2m}{4m} = 0.05 \qquad \frac{1}{24} = 0.0416$$

$$\underline{\underline{0.050 \geq 0.0416}} \quad \text{OK!}$$

Armadura de reparto:

Según la **tabla 9.9.10.4.3 a** del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87). Para:  $h_o = 5cm$

$$\boxed{A_s = 0.79 \text{ cm}^2/m}$$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla:

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

$$1.41cm^2 > 0.79cm^2$$

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

Armadura transversal de reparto:

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

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5cm}{347.82MPa} = 0.718cm^2 / m$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{347.82MPa} = 0.575cm^2 / m$$

$$\boxed{A_s = 0.72 \text{ cm}^2/m}$$

Refuerzo:

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

$$1.41\text{cm}^2 > 0.72\text{cm}^2$$

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

**3.5.4.5. Cercha Metálica.-** la cubierta calculada y diseñada está conformada por elementos metálicos, siguiendo la normativa AISC método LRFD para estructuras metálicas. El análisis del cálculo estructural se realizó mediante un ordenador CYPE CAD 2016.

**3.5.4.5.1.- verificación de correa.-** En el diseño de las correas de la cubierta se utilizó un perfil C de 80x40x15x1.6mm.

Datos:

$$M_f = 0.34 \text{ KN.m} \text{ Momento de diseño}$$

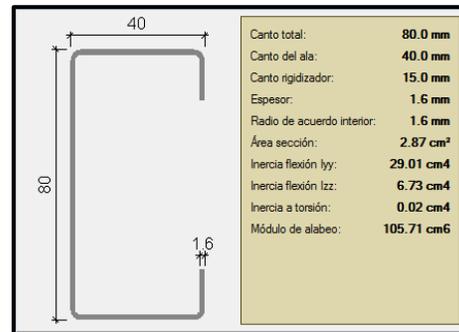
$$I_x = 29,01 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 6,73\text{cm}^4$$

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 250000 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 0.95 \text{ factor de resistencia LRFD}$$

$$y = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$$



Se debe verificar que se cumpla la condición:

$$M_f < M_C$$

Momento resistente de la sección:

$$M_C = \phi \cdot S_x \cdot f_y$$

$$S_x = \frac{I_x \cdot I_y}{I_y \cdot y} = \frac{29,01\text{cm}^4 \cdot 6.73\text{cm}^4}{6.73\text{cm}^4 \cdot 4\text{cm}} = 7.2525\text{cm}^3 = 7.25 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$M_C = \phi \cdot S_x \cdot f_y = 0.95 \cdot 7.25 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot 250000 \text{ KN/m}^2 = 1.72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Verificación:

$$\underline{\underline{0.34 \text{ KN} \cdot \text{m} < 1.72 \text{ KN} \cdot \text{m}}} \quad \text{OK}$$

**3.5.4.5.2. Barra más comprimida.-** Se utilizó un perfil cajón conformado rectangular.

Datos:

$$N_f = 42.89 \text{ KN axil de diseño}$$

$$A_e = 13.34 \text{ cm}^2 = 13.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ área eficaz}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 250000 \text{ KN/m}^2$$

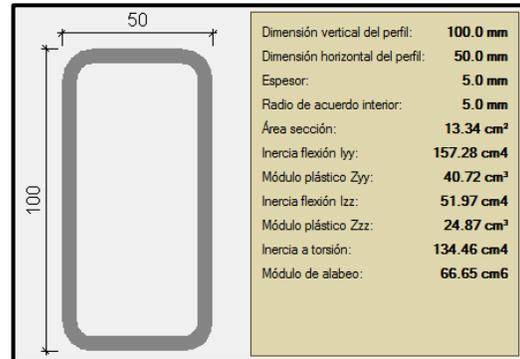
$$I_y = 51.97 \text{ cm}^4 = 5.19 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$A = 13.34 \text{ cm}^2 = 13.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ área neta}$$

$$E = 203000 \text{ MPa} = 203000000 \text{ KN/m}^2$$

$$K_y = 0.07 \quad \phi = 0.85 \quad \text{coeficientes LRFD}$$

$$L = 7.0 \text{ m longitud de la barra}$$



Solución:

Se debe verificar que se cumpla la condición de:

$$N_f < N_C$$

Cálculo de la resistencia nominal a compresión de la pieza.

$$N_C = \phi \cdot A_e \cdot (0.658^{\frac{f_y}{f_{cy}}}) \cdot f_y$$

Primero se calcula la tensión crítica de pandeo.

$$f_{cy} = \frac{\left( \pi \cdot \sqrt{\frac{I_y}{A}} \right)^2 \cdot E}{(K_y \cdot L)^2} = \frac{\left( \pi \cdot \sqrt{\frac{5.19 \times 10^{-7} \text{ m}^4}{13.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2}} \right)^2 \cdot 203000000 \text{ KN/m}^2}{(0.07 \cdot 7.0 \text{ m})^2} = 3246498.089 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{\underline{f_{cy} = 32464.98 \text{ MPa}}}$$

$$N_C = 0.85 \cdot (13.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2) \cdot \left( 0.658^{\frac{250000 \text{ KN/m}^2}{3246498.089 \text{ KN/m}^2}} \right) \cdot 250000 \text{ KN/m}^2 = 274.48 \text{ KN}$$

Verificación:

$$\underline{\underline{42.89 \text{ KN} < 274.48 \text{ KN}}} \quad \text{OK!}$$

**3.5.4.5.3. Barra más traccionada.-** Se utilizó un perfil cajón conformado rectangular:

Datos:

$$T_f = 40.15 \text{ KN axil de tracción}$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa} = 250000 \text{ KN/m}^2$$

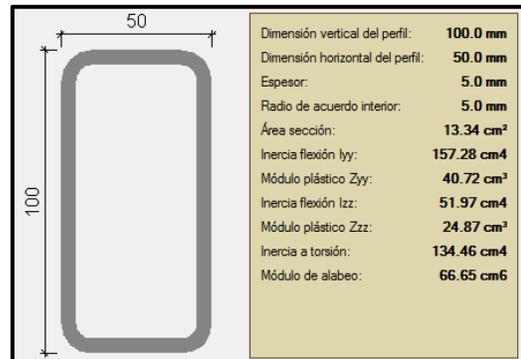
$$\phi = 0.90 \text{ factor de tracción LRFD}$$

$$A = 13.34 \text{ cm}^2 = 13.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ área bruta}$$

Solución:

Se debe verificar que se cumpla la condición de:

$$T_f < T_C$$



Calculo de la resistencia nominal de la sección a tracción.

$$T_C = \phi \cdot A \cdot f_y = 0.90 \cdot (13.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2) \cdot 250000 \text{ KN/m}^2 = 300.15 \text{ KN}$$

Verificación:

$$\underline{\underline{40.15 \text{ KN} < 300.15 \text{ KN}}} \quad \text{OK!}$$

**3.5.5. Comparación de los resultados de los cálculos manuales con los del programa**

**CYPECAD.-** Se procederá al análisis del diseño a mano y de los resultados obtenidos por el programa fueron calculados con las mismas solicitaciones y secciones, se aceptan resultados superiores en 5 % a los del CYPECAD., los cuales

**TABLA 3.8**  
**Comparación de resultados del cálculo de la Viga en E.L.U.**

| <b>Flexión positivos (Centro)</b>    |  |                            |
|--------------------------------------|--|----------------------------|
| Concepto                             | Calculo manual (método del diagrama rectangular) | CYPECAD (2016)             |
| Dimensiones                          | 0,20 m x 0,35 m x 4,2 m                          |                            |
| Área de acero nec.                   | <b>3.42 cm<sup>2</sup></b>                       | <b>3.54 cm<sup>2</sup></b> |
| Armado                               | 2φ10 + 2φ12                                      | 2φ10 + 2φ12                |
| <b>Flexión negativos (Izquierda)</b> |  |                            |
| Concepto                             | Calculo manual (método del diagrama rectangular) | CYPECAD (2016)             |
| Dimensiones                          | 0,20 m x 0,35 m x 4.2 m                          |                            |

|                                    |   |                              |
|------------------------------------|---|------------------------------|
| Área de acero nec.                 | <b>7.39 cm<sup>2</sup></b>  | <b>7.28 cm<sup>2</sup></b>   |
| Armado                             | 2φ16 + 2φ16   | 2φ16+ 2φ16                   |
| <b>Flexión negativos (Derecha)</b> |   |                              |
| Concepto                           | Calculo manual<br>(cuantía mínima CBH-87)                                 | CYPECAD (2016)               |
| Dimensiones                        | 0,20 m x 0,35 m x 4.2 m   |                              |
| Área de acero nec.                 | <b>2.05 cm<sup>2</sup></b>  | <b>2.31 cm<sup>2</sup></b>   |
| Armado                             | 2φ16  | 2φ16                         |
| <b>Cortante (Izquierda)</b>        |   |                              |
| Concepto                           | Calculo manual (método<br>de la instrucción española<br>H. A. J. Montoya) | CYPECAD (2016)               |
| Dimensiones                        | 0,20 m x 0,35 m x 4,2 m   |                              |
| Área de acero nec.                 | <b>4.71 cm<sup>2</sup>/m</b>  | <b>4,71 cm<sup>2</sup>/m</b> |
| Armado                             | Estribos φ6 c/15 cm   | Estribos φ6 c/12 cm          |
| <b>Cortante (Derecha)</b>          |   |                              |
| Concepto                           | Calculo manual (método<br>de la instrucción española<br>H. A. J. Montoya) | CYPECAD (2016)               |
| Dimensiones                        | 0,20 m x 0,35 m x 4,2 m   |                              |
| Área de acero nec.                 | <b>2.26 cm<sup>2</sup>/m</b>  | <b>2.26 cm<sup>2</sup>/m</b> |
| Armado                             | Estribos φ6 c/29 cm   | Estribos φ6 c/25 cm          |

**Fuente: elaboración propia**

**TABLA 3.9.**  
**Comparación de resultados del cálculo de la Columna en E.L.U.**

|                         |  |                       |
|-------------------------|--|-----------------------|
| <b>Flexo compresión</b> |  |                       |
| Concepto                | Calculo manual (monograma de<br>flexocomprension H. A. J. Montoya) | CYPECAD (2016)        |
| Dimensiones             | 0,40 m x 0,40 m x 3.6 m  |                       |
| Área de aceros nec.     | 8,66 cm <sup>2</sup>   | 12,56 cm <sup>2</sup> |
| Armado                  | 4φ16 + 2φ12+2φ12 de montaje  | 4φ16 + 4φ12           |
| <b>Estribos</b>         |  |                       |
| Concepto                | Calculo manual (CBH-87)  | CYPECAD (2016)        |
| Dimensiones             | 0,40 m x 0,40 m x 3.6 m  |                       |
| Área de aceros          | 0,56 cm <sup>2</sup>   | 0,56 cm <sup>2</sup>  |
| Armado                  | φ6 c/15 cm   | φ6 c/15 cm            |

**Fuente: elaboración propia**

**TABLA 3.10.**  
**Comparación de resultados del cálculo de la Zapata en E.L.U.**

| <b>Flexión lado X e Y</b>  |   |                      |
|----------------------------|---|----------------------|
| Concepto                   | Calculo manual (flexión simple, momento reducido) | CYPECAD (2016)       |
| Dimensiones                | 1,60 m x 1.60 m x 0,35 m                          |                      |
| Área de aceros             | 11,2 cm <sup>2</sup>                              | 11,2 cm <sup>2</sup> |
| Armado                     | 8φ16 c/20 cm                                      | 8φ16 c/20 cm         |
| <b>Cortante lado X e Y</b> |   |                      |
| Concepto                   | Calculo manual (CBH-87)                           | CYPECAD (2016)       |
| Dimensiones                | 1,60 m x 1.60 m x 0,35 m                          |                      |
| Área de aceros             | No requiere                                       | No requiere          |
| Armado                     | No requiere                                       | No requiere          |

**Fuente: elaboración propia**

**TABLA 3.11.**  
**Comparación de resultados del cálculo de la Losa en E.L.U.**

| <b>Losa aligerada de viguetas pretensadas</b> |                |                |
|---|----------------|----------------|
| Concepto                                      | Calculo manual | CYPECAD (2016) |
| Carpeta de compresión                         | 5 cm           | 5 cm           |
| Altura de canto                               | 20 cm          | 20 cm(*)       |
| Armado  | 1φ6c/25        | 1φ6c/25        |

**Fuente: elaboración propia**

### 3.6. Costo total de la obra

Haciendo un análisis de precios unitarios se pudo obtener una cifra en bolivianos del costo total de la obra, con los precios referenciales actuales, esta cifra es:

|                                |
|--------------------------------|
| <b>Costo = 1,169,886.45 Bs</b> |
|--------------------------------|

Esta cifra corresponde al **diseño convencional**, y no contempla el precio de instalaciones de agua potable, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas, e instalaciones de gas.

Este costo solo contempla la parte la parte de la obra gruesa del diseño estructural.

El precio por metro cuadrado de construcción es:

**Costo por m<sup>2</sup> = 669.30 Bs**

Siendo el área en total de la construcción de 1747.93 m<sup>2</sup>.

Para más detalle véase los (Anexo IV, V y VI)

### **3.7 Cronograma de ejecución de la obra**

Para la ejecución de la obra se realizó un análisis de ruta crítica PERT, con un plan de obra preestablecido, obteniéndose un tiempo mínimo para la construcción del proyecto, el cual nos da un tiempo de:

|  |
|--|
| Plazo de ejecución = <b>131 días hábiles</b> |
|--|

Esta planeación está realizada para un contingente mínimo de **9 trabajadores**, para todas las actividades y estos deben ser:

3 albañiles o especialistas y 6 ayudantes

Para más detalle véase el (Anexos VII).

## 4. CAPÍTULO IV

### APORTE ACADÉMICO

#### 4.1. Introducción.

Se trata, de placas constituidas por nervios unidos monolíticamente a una losa de compresión. Se distinguen dos tipos de placas aligeradas; las que llevan nervios de rigidización, en dos o más direcciones, constituyendo una retícula, y las que poseen nervios paralelos y en una sola dirección. A estas últimas se las suele designar con el nombre de placas nervadas, y a las primeras con el de placas aligeradas reticulares, o simplemente aligeradas.

#### 4.2. Diseño de losa Reticular del diseño estructural propuesto.

En el diseño estructural propuesto en los planos arquitectónicos se tiene una losa reticular plana en la parte del salón de forma cuadrada con dimensiones de 12.6mts x 12.6 mts. La cual pertenece al diseño estructural que se realizó en el capítulo III, en este capítulo se demostrara como se realizó su diseño siguiendo todas las especificaciones y recomendaciones que seguiré del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).

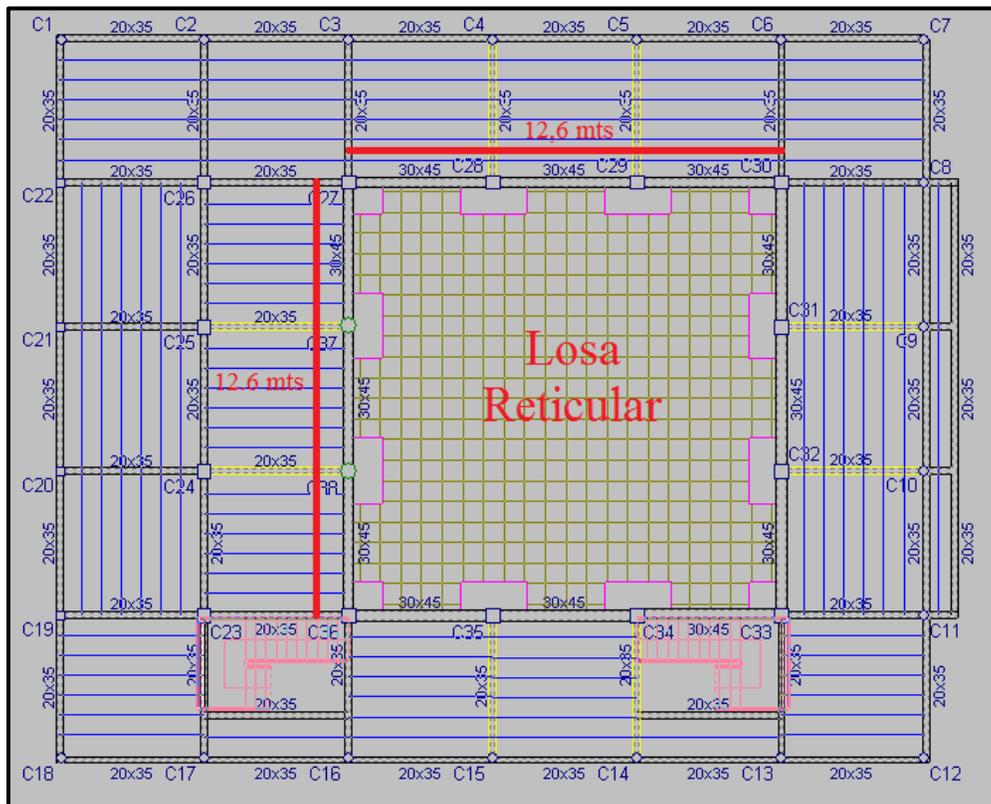
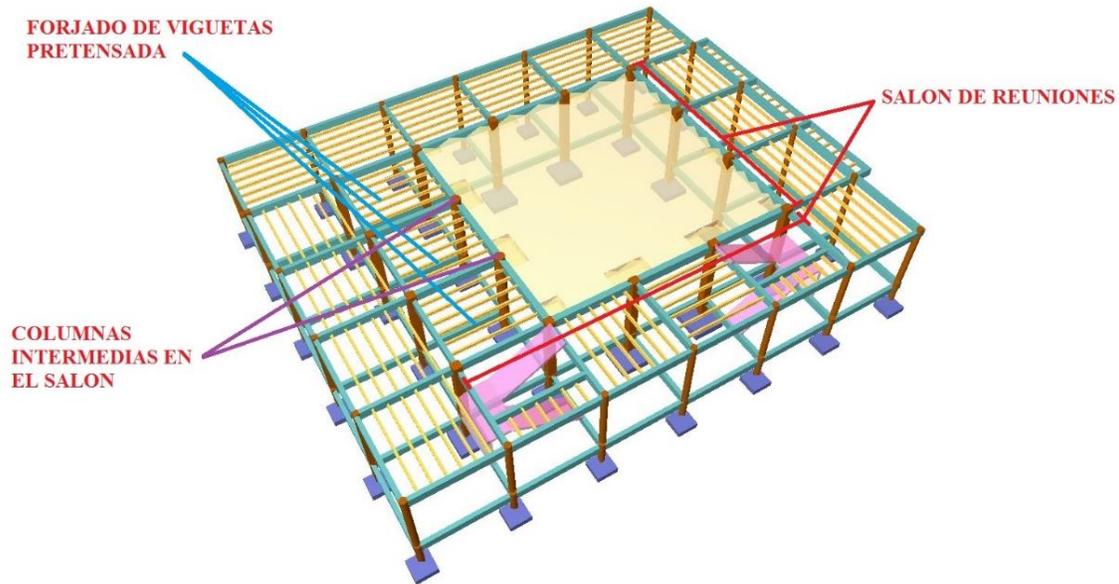


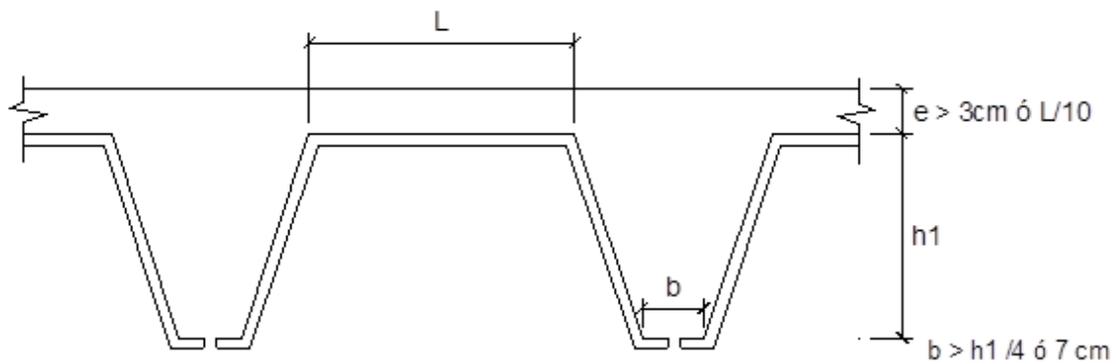
Figura 4.1. Losa Reticular (fuente: CYPECAD-2016)

Hay que resaltar el hecho de que en el salón de reuniones se presenta dos columnas que sostienen  $\frac{1}{4}$  de la cubierta de la losa del salón, que se compone de losas aligeradas de viguetas pretensadas.



**Figura 4.2. Vista 3D del forjado del salón (fuente: CYPECAD-2016)**

**4.2.1. Dimensionamiento de la losa reticular cuadrada.-** La losa aligerada reticular presenta una geometría en planta de dimensiones iguales en las direcciones X e Y. por lo tanto el análisis del diseño esta tanto como en el sentido X como en el sentido Y siguiendo el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).



**Figura 4.3. Diseño de elemento de losa Reticular (fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87)**

**4.2.1.1. Diseño del Canto.-** Según la relación canto/luz se puede determinar el espesor total de la losa

$$\frac{\text{canto}}{\text{luz}} = \frac{1}{28} \rightarrow \text{canto} = \frac{1}{28} \cdot 12.60$$

$$H = \frac{1}{28} \cdot 12.60 = 0.45m$$

|                   |
|-------------------|
| H (Canto) = 45 cm |
|-------------------|

**4.2.1.2. Diseño de la Capa de compresión.-** La losa de compresión tiene que ser mayor igual a los condiciones siguientes, asumiendo un inter eje de nervios inicial de 50cm.

$$e_c \geq 3cm$$

$$e_c \geq \frac{L}{10} = \frac{50cm}{10} = 5cm \approx 7cm$$

|                                   |
|-----------------------------------|
| $e_c$ (Capa de compresión) = 7 cm |
|-----------------------------------|

**4.2.1.3. Diseño del Ancho de nervios.-** según el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87) se elige el mayor de las siguientes relaciones:

$$b \geq \frac{h_1}{4} \text{ ó } = 7cm$$

1ra condición:

$$b = 7cm$$

2da condición:

$$b = \frac{1}{4} \cdot (H - e_c) = \frac{1}{4} \cdot (0.45m - 0.07m) = 0.095m \approx 12cm$$

|                             |
|-----------------------------|
| b (Ancho de nervio) = 12 cm |
|-----------------------------|

**4.2.1.4. Diseño de la Separación de Nervios.-** para este diseño se tiene que tomar la separación de columnas que están en el contorno del salón en este caso seria 4,2 mts, y

número de nervios por recuadro que deben ser mayor o igual a 6 por lo tanto se debe cumplir la relación del cociente de estos dos parámetros.

$$S = \frac{4,2m}{7nervios} = 0,6m$$

|                                  |
|----------------------------------|
| L (separación de nervio) = 0,6 m |
|----------------------------------|

**4.2.1.5. Casetón.-** los casetones que se utilizarán serán de poliestileno y no recuperables, resumiendo todos los elementos anteriormente diseñados se puede decir que las dimensiones del casetón serán:

Datos:

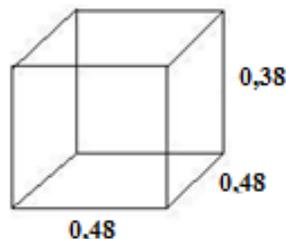
H = 0.45 m. altura de canto.

ec = 0.07 m. capa de compresión.

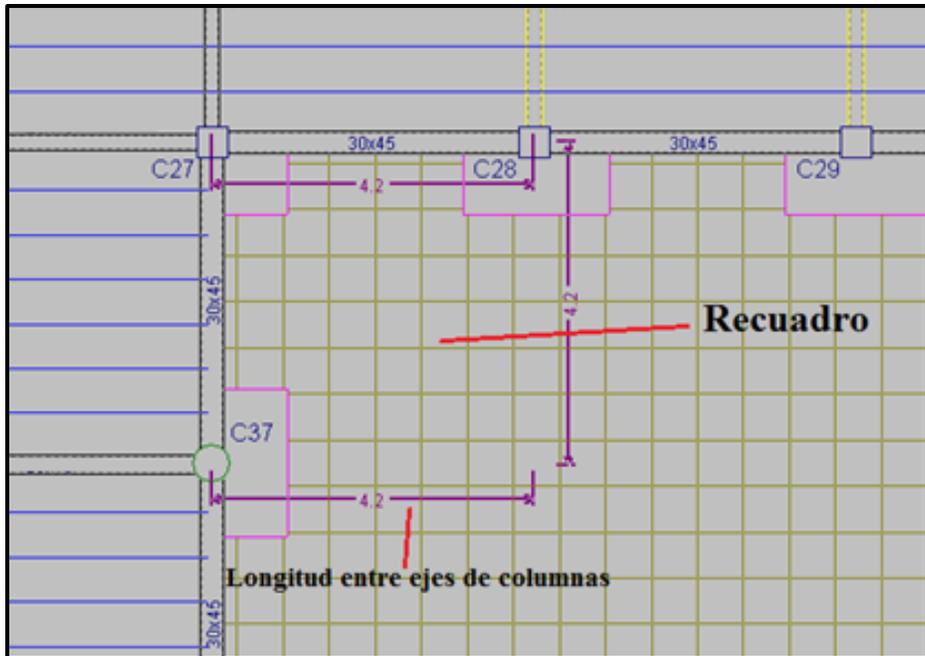
b = 0.12 m. ancho de nervio.

L= 0.6 m. separación de nervios inter eje.

**Dimensiones del Casetón**



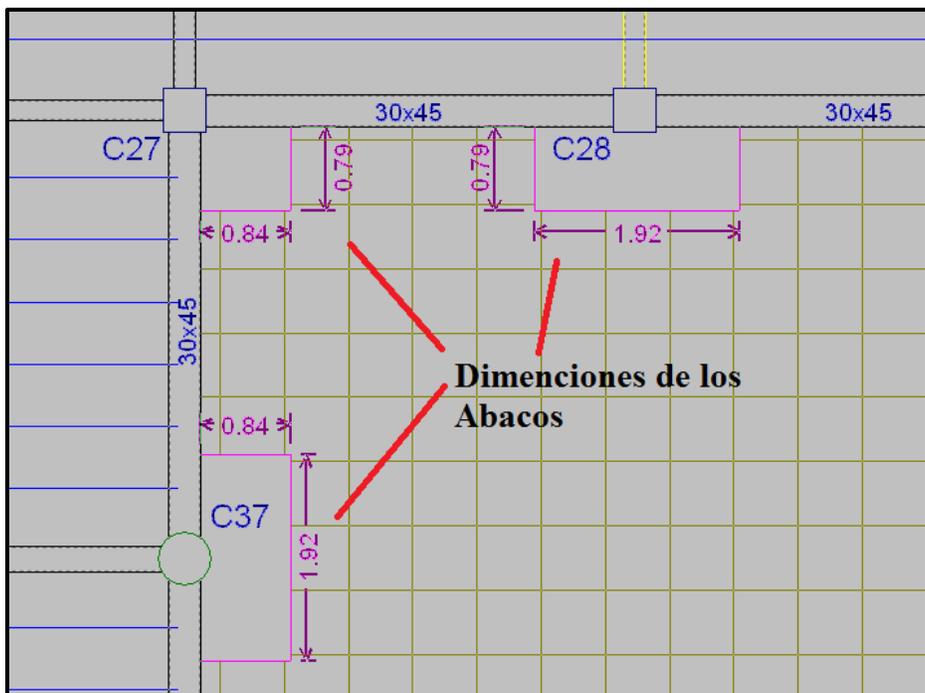
**4.2.1.6. Dimensionamiento de los Ábacos.-** los ábacos se dimensionan según las especificaciones del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87) las cuales son las siguientes. Las dimensiones macizadas no deben ser inferiores de 0.15% de la separación entre pilares de un recuadre como se muestran en el siguiente gráfico.



**Figura 4.4. Recuadro en la losa Reticular (fuente: CYPECAD-2016)**

Por lo tanto la longitud mínima de los ábacos debe ser 0,15 de la luz entre eje de pilares, entonces la mitad de la longitud macizada será

$$\underline{0,15 * 4,2 \text{ m.} = 0,63 \text{ m.}}$$

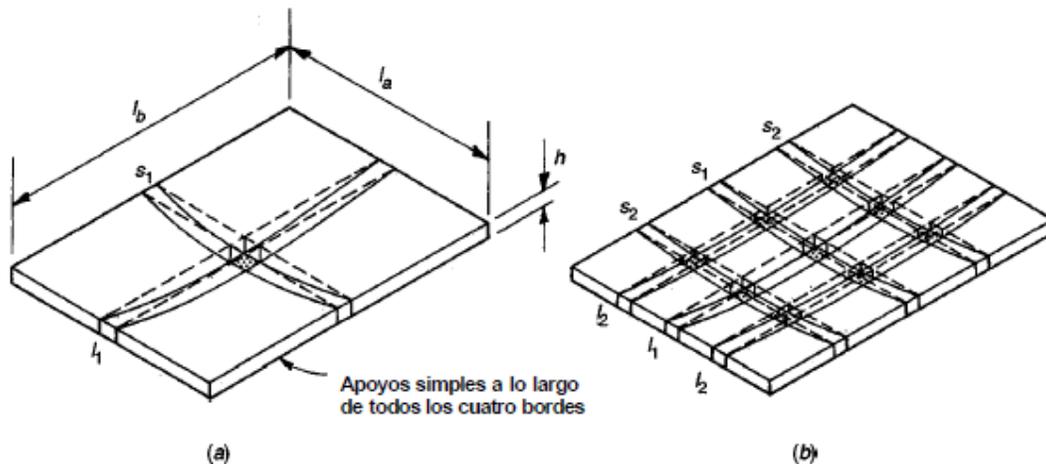


**Figura 4.5. Dimensiones de los ábacos (fuente: CYPECAD-2016)**

Las dimensiones son mayores a las mínimas por lo tanto el diseño es correcto.

### 4.3. Diseño estructural con losa casetonada de casetón rectangular.

En el subtítulo anterior se presentó el diseño de la losa reticular para el diseño arquitectónico propuesto con las siguientes observaciones. Es un diseño de losa reticular de dimensiones cuadradas por el hecho de que la geometría en planta obliga a que tenga ese diseño, esto se debe porque parte de la losa del salón principal está conformado con losas de viguetas pretensadas, a su vez estas están sostenidas por columnas que se presentan en el ambiente del salón, una forma alternativa para que las columnas sean retiradas es aumentar la losa reticular y retirar la parte de las losas aligeradas de viguetas pretensadas, esto provocará que la losa del salón sea rectangular, al ocurrir esto se va a generar mayores esfuerzos en la dirección corta.



**Figura 4.6. Deformación en una losa apoyada en sus 4 bordes (fuente: Libro de Hormigón Armado Arthur Nilson)**

Compatibilidad de deformación.-

$$y_{MAX} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

Igualdad entre el lado a (lado corto) y b (lado largo):

$$\frac{5 \cdot q_a \cdot L_a^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \cdot q_b \cdot L_b^4}{384 \cdot EI}$$

Por simplificación:

$$q_a \cdot L_a^4 = q_b \cdot L_b^4$$

Por lo tanto se llega a la conclusión que el lado corto se genera mayor esfuerzos:

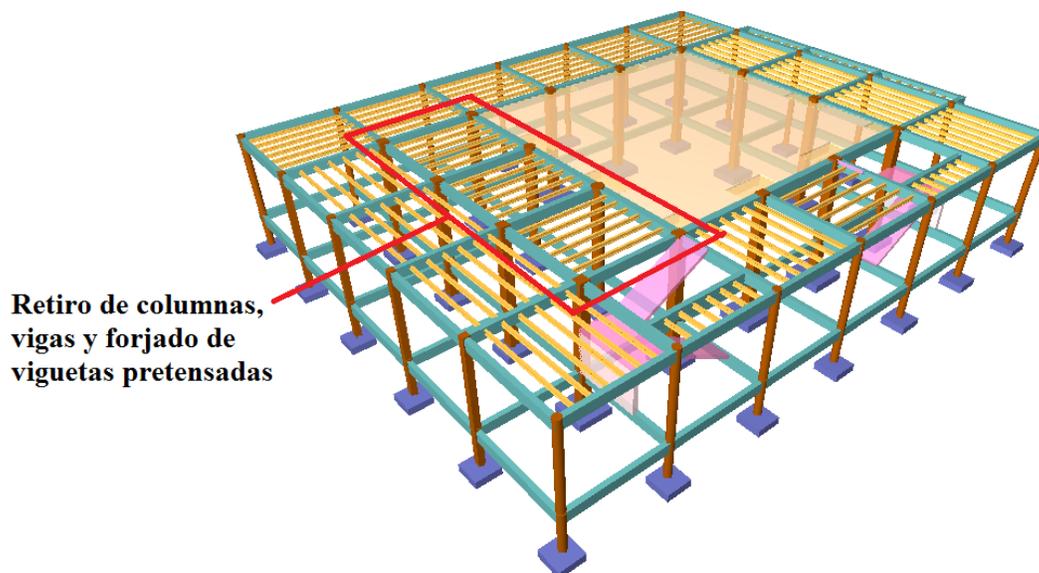
$$q_a = \frac{q_b \cdot L_b^4}{L_a^4}$$

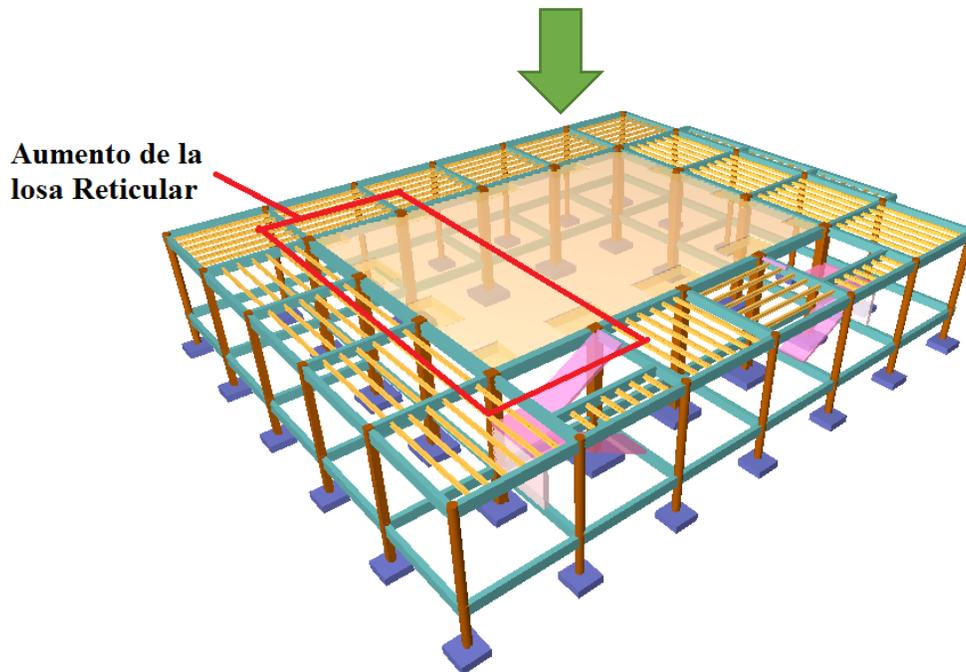
$$q_a \ll q_b$$

Esta situación de mayores esfuerzos en la dirección corta genera una opción de diseño en la losa reticular, el de colocar una mayor cantidad de nervios en la dirección corta, esto puede llevar al diseño de casetones rectangulares colocando más nervios paralelos a la dirección corta y menos nervios en el sentido de la dirección larga.

**4.3.1. Modificación de la estructura.-** para hacer el diseño alternativo de una losa reticular con casetones rectangulares, se procederá a modificar toda la estructura de la obra, retirando las columnas del salón, quitando las losas de viguetas pretensadas y aumentando las dimensiones de la losa reticular convirtiéndola en una losa aligerada rectangular.

Como se puede apreciar en el siguiente gráfico:





**Figura 4.7. Modificación de la Estructura, retiro de columnas, vigas y forjados de viguetas y ampliación de la losa reticular (fuente: CYPECAD 2016).**

**4.3.2. Dimensionamiento de la losa reticular rectangular.-** al hacer el diseño de casetones rectangulares se genera mayor cantidad de nervios en una dirección, como ya se explicó en el subtítulo 4.3. Al haber una losa rectangular, los esfuerzos son más elevados en la dirección corta por lo tanto al hacer casetones rectangulares podemos colocar los casetones en sentido de la dirección corta para que se pueda introducir una mayor cantidad de nervios en la dirección más solicitada.

**4.3.2.1. Diseño del Canto.-** Según la relación canto/luz se puede determinar el espesor total de la losa en este caso se tomara la dirección mas corta.

$$\frac{canto}{luz} = \frac{1}{28} \rightarrow canto = \frac{1}{28} \cdot 12.60$$

$$H = \frac{1}{28} \cdot 12.60 = 0.45m$$

|                   |
|-------------------|
| H (Canto) = 45 cm |
|-------------------|

**4.3.2.2. Diseño de la Capa de compresión.-** La losa de compresión tiene que ser mayor igual a las condiciones propuestas en el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), para el diseño de la losa rectangular se tomara un longitud arbitraria de separación de nervios en sentido de la dirección corta asumiendo un inter eje de nervios inicial de 50cm.

$$e_c \geq 3cm$$

$$e_c \geq \frac{L}{10} = \frac{50cm}{10} = 5cm \approx 7cm$$

|                                   |
|-----------------------------------|
| $e_c$ (Capa de compresión) = 7 cm |
|-----------------------------------|

**4.3.2.3. Diseño del Ancho de nervios.-** según el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), se va a diseñar por separado el ancho de los nervios en cada una de las direcciones de la losa aligerada.

Diseño del ancho de los nervios en la dirección Y.

En esta dirección es donde se presentara mayor cantidad de nervios y su longitud de estos será menor por lo tanto su sección puede ser esbelta o conservar las dimensiones determinada para la losa aligerada cuadrada.

$$b \geq \frac{h_1}{4} \text{ ó } = 7cm$$

1ra condición:  $b = 7cm$

2da condición:  $b = \frac{1}{4} \cdot (H - e_c) = \frac{1}{4} \cdot (0.45m - 0.07m) = 0.095m \approx 12cm$

|                                 |
|---------------------------------|
| $b$ (Ancho de nervio Y) = 12 cm |
|---------------------------------|

Diseño de los nervios en la dirección X.

1ra condición:  $b = 7cm$

2da condición: 
$$b = \frac{1}{4} \cdot (H - e_c) = \frac{1}{4} \cdot (0.45m - 0.07m) = 0.095m \Rightarrow 15cm$$

$$b \text{ (Ancho de nervio X)} = 15 \text{ cm}$$

Al tratarse de una longitud considerable los nervios de la losa casetonada en la dirección larga presentaran un poco más de refuerzo es por eso que la sección debe ser más robusta que el de la dirección corta

**4.3.2.4. Diseño de la Separación de Nervios.-** como ya se ha mencionado para el diseño de esta losa se colocara mayor cantidad de nervios en una dirección.

Separación de nervios en el eje Y.

En el subtítulo 4.2.1.4. Se diseñaron la separación de ejes de nervios para la losa reticular cuadrada en base a la cuadrícula que forman las columnas del perímetro, por lo tanto podemos tomar una separación menor de 0.6 m. en este caso para mayor facilidad se tomara una separación de ejes de nervios de 0.5 m.

$$L \text{ (separación de nervio eje Y)} = 0,5 \text{ m}$$

Separación de nervio en el eje X.

Para la separación de nervios en la dirección más larga se tomara en cuenta la recomendación del artículo 9.4.5.4. (e) del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), que establece que la separación máxima de nervios que es 1m, por lo tanto la separación en el eje X de los nervios será de 1m.

$$L \text{ (separación de nervio eje X)} = 1 \text{ m}$$

**4.3.2.5. Casetón rectangular.-** Los casetones que se utilizarán serán de poliestileno y no recuperables, resumiendo todos los elementos anteriormente diseñados se puede decir que las dimensiones del casetón rectangular son:

Datos:

H = 0.45 m. altura de canto.

ec = 0.07 m. capa de compresión.

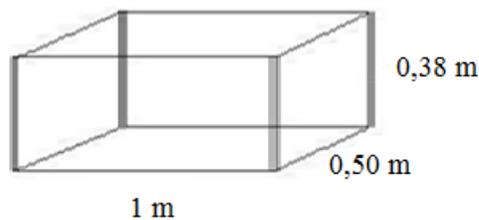
b = 0.12 m. ancho de nervio dirección Y.

b = 0.15 m. ancho de nervio dirección X.

L= 0.5 m. separación de nervios inter eje en la dirección Y.

L= 1 m. separación de nervios inter eje en la dirección X.

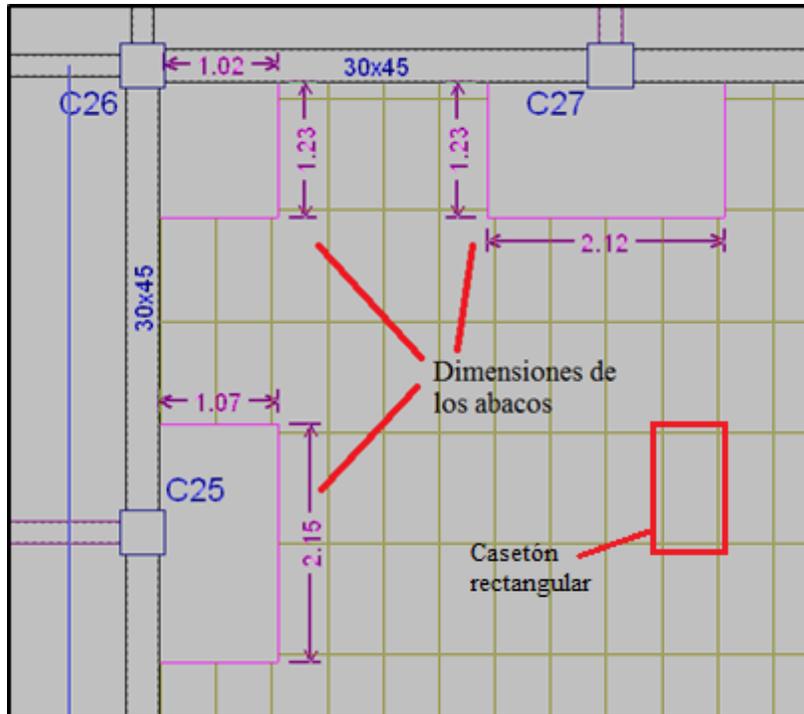
Dimensiones del casetón



**4.3.2.6. Dimensionamiento de los Ábacos.-** Los ábacos se dimensionan según las especificaciones del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87) las cuales son las siguientes. Las dimensiones macizadas no deben ser inferiores de 0.15% de la separación entre pilares de un recuadre como se muestran en el siguiente gráfico.

Por lo tanto la longitud mínima de la los ábacos debe ser 0,15 de la luz entre eje de pilares, entonces la mitad de la longitud macizada será

$$\underline{\underline{0,15*4,2 \text{ m.} = 0,63 \text{ m.}}}$$



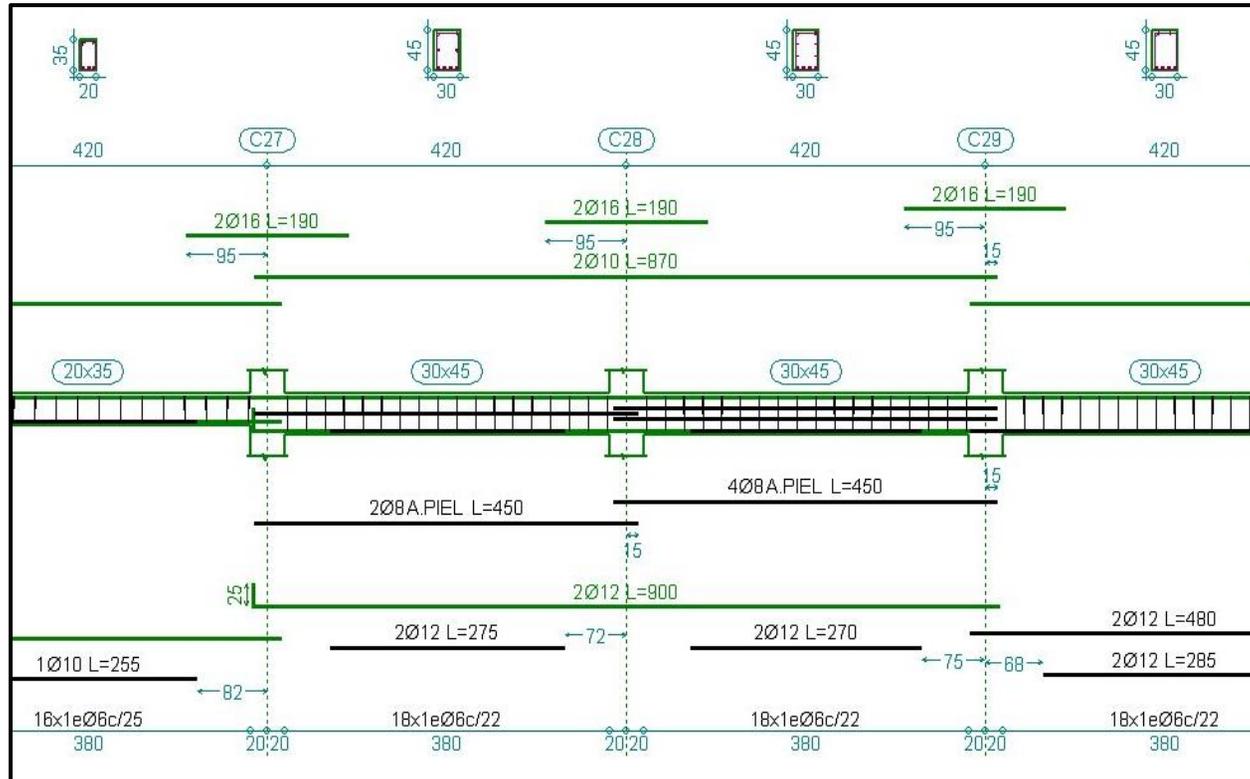
**Figura 4.8. Diseño de ábacos de la losa de casetones rectangulares (fuente: CYPECAD 2016).**

#### **4.4. Comparación técnica económica entre una losa reticular de casetón cuadrado y la losa reticular de casetón rectangular.**

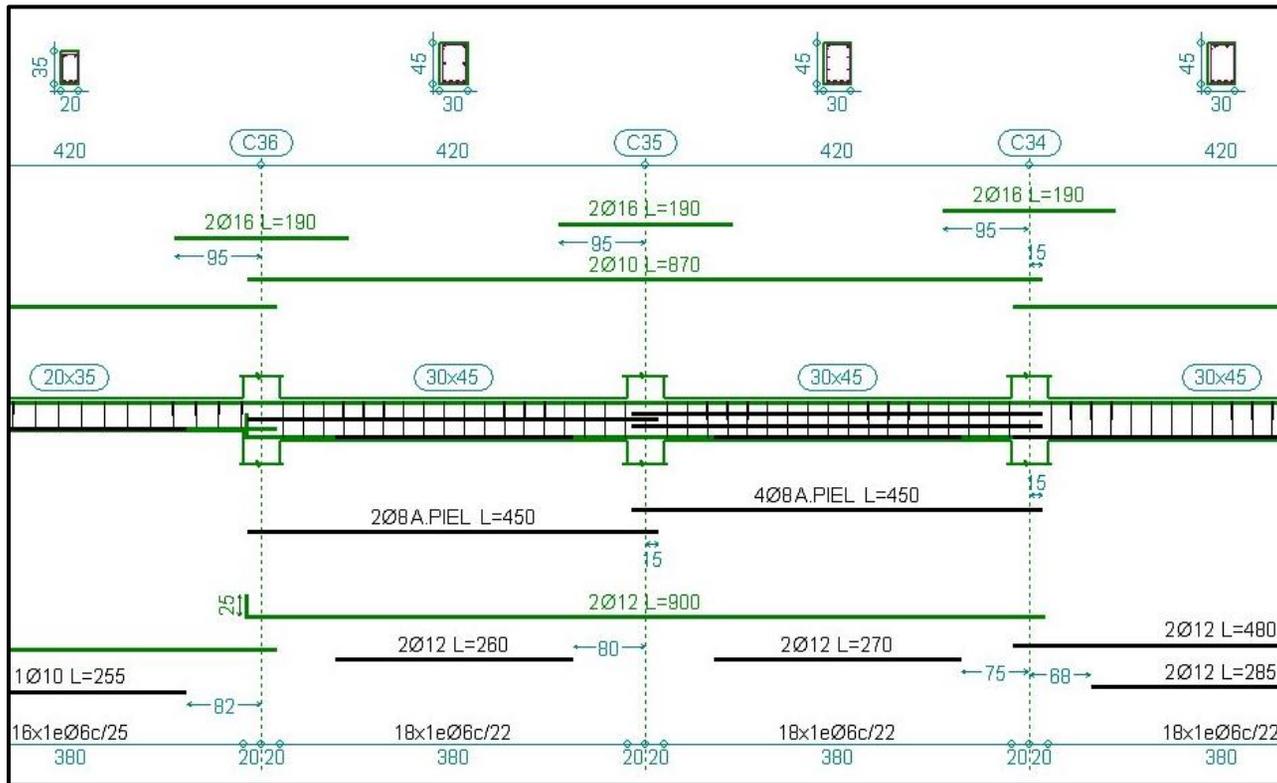
Se calculó ambos diseños con todas acciones determinadas en el capítulo III, y de este cálculo se llegó a diferentes resultados tanto para el diseño propuesto en el plano arquitectónico y el propuesto en el aporte académico, para realizar una valoración de los diseños se los va a comparar técnicamente y económicamente, en la comparación técnica se expondrán elementos de la estructura, mostrando las diferencia entre sus secciones y armados, en la comparación económica se mostrara los costos totales de ambos diseños.

**4.4.1. Comparación técnica.-** para esta comparación se denominara al diseño de la losa cuadrada reticular de casetones cuadrados como estructura 1 y al diseño de la losa reticular con casetones rectangulares como estructura 2.

**4.4.1.1. Comparación de vigas.-** en esta comparación se mostrara dos alineaciones de vigas pertenecientes al perímetro de las losas reticulares:

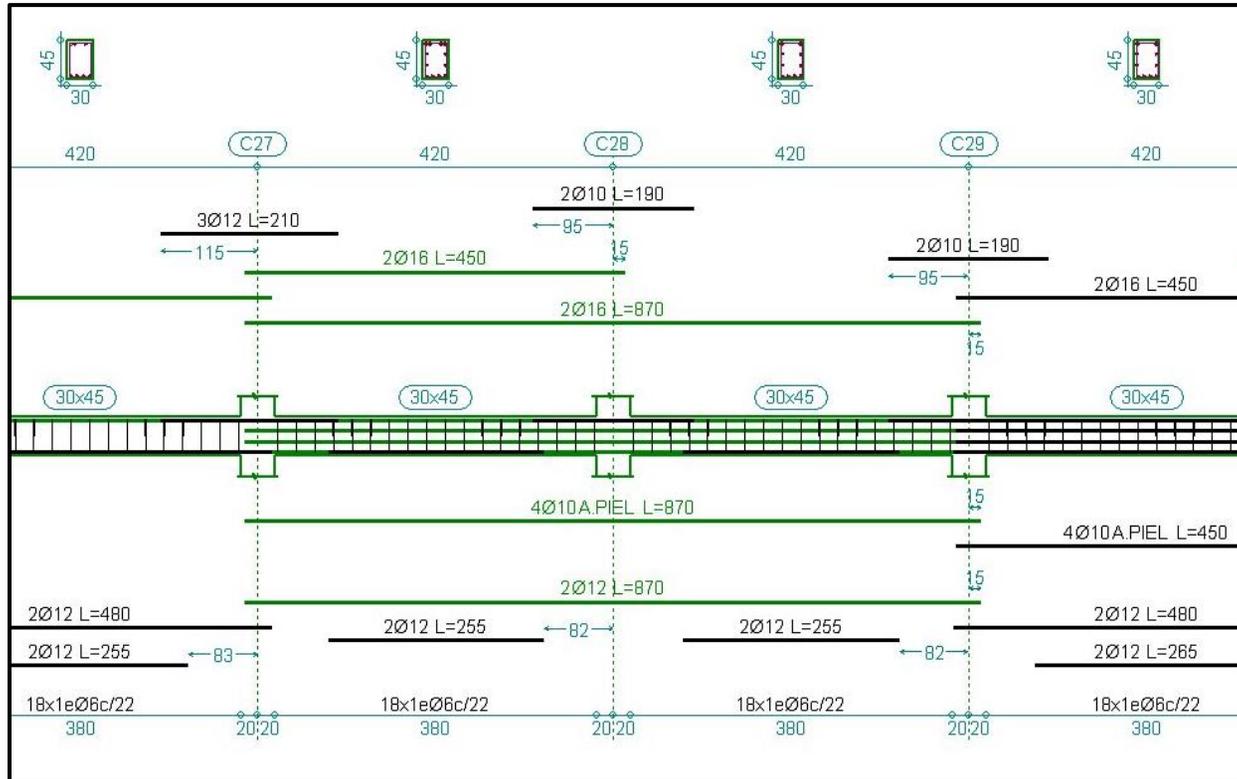


**Figura 4.9. Alineación de vigas pórtico N°9 “Estructura 1”(fuente: CYPECAD 2016).**

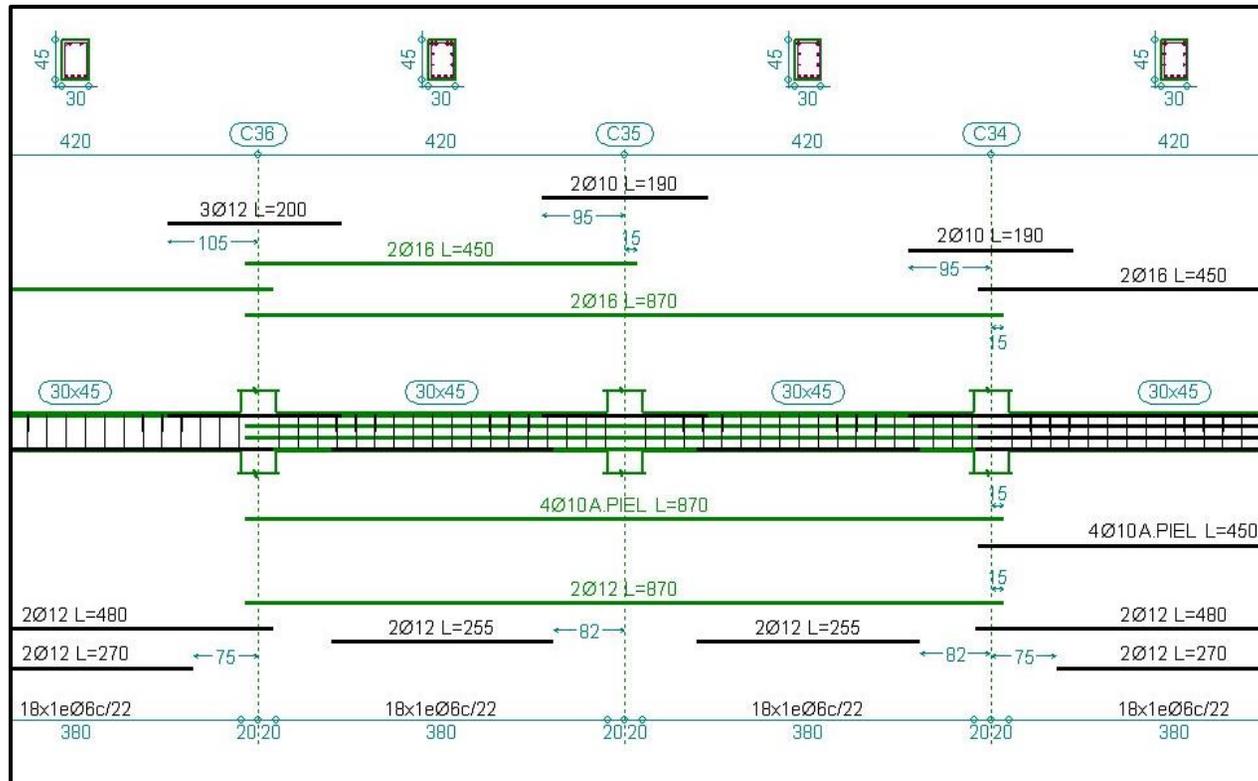


**Figura 4.10. Alineación de vigas pórtico N°4 “Estructura 1”(fuente: CYPECAD 2016).**

Estas vigas son las que colindan y donde se apoya la losa del salón, los dos tramos de la derecha son los de la losa reticular de casetones cuadrados, las armaduras son de diámetros pequeños presentando sola una armadura de piel en los dos primeros tramos, se puede apreciar que la armadura superior es mucho mas elevada que la armadura inferior.



**Figura 4.11. Alineación de vigas pórtico N°9 “Estructura 2”(fuente: CYPECAD 2016).**



**Figura 4.12. Alineación de vigas pórtico N°4 “Estructura 2”(fuente: CYPECAD 2016).**

La alineación de estas vigas corresponde al contorno de la losa reticular rectangular, ahora la los tramos de las vigas que soportan a la losa son 4, la armadura inferior no ha variado nada en comparación con la estructura 1, pero la armadura superior presenta una cuantía mayor, llegando a tener diámetros del  $\phi 16$ , también la armadura de piel aumentado en diámetro y en el número de barras, ambos diseños tienen las mismas dimensiones de vigas.

**4.4.1.2. Comparación de columnas.-** para la comparación de columnas se tomara en cuenta, una columna colindante a la losa reticular en ambos diseños y una columna que en la estructura 1 soportaba losas aligeradas de viguetas pretensadas, y que en diseño de la estructura 2 soporta la losa reticular de casetones rectangulares.

| Referencia: |                          | C28       |        | Cuadro de pilares |          | Datos del pilar |          |      |
|-------------|--------------------------|-----------|--------|-------------------|----------|-----------------|----------|------|
|             |                          | Esquina   | Cara X | Cara Y            | Estribos |                 | As/Ac(%) |      |
| 4           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 3           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 2           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 1           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| Arranques:  |                          | 4 Ø16     | +2 Ø12 | +2 Ø12            |          |                 |          | 0.79 |

**Figura 4.13. Armado de columna C28 “Estructura 1”, colindante a la losa reticular en ambos diseños (fuente: CYPECAD 2016).**

| Referencia: |                          | C25       |        | Cuadro de pilares |          | Datos del pilar |          |      |
|-------------|--------------------------|-----------|--------|-------------------|----------|-----------------|----------|------|
|             |                          | Esquina   | Cara X | Cara Y            | Estribos |                 | As/Ac(%) |      |
| 4           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 3           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 2           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 1           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| Arranques:  |                          | 4 Ø16     | +2 Ø12 | +2 Ø12            |          |                 |          | 0.79 |

**Figura 4.14. Armado de columna C25 “Estructura 1”, solo colindante a la losa reticular en el diseño de la estructura 2 (fuente: CYPECAD 2016).**

| Referencia: |                          | C28       |        | Cuadro de pilares |          | Datos del pilar |          |      |
|-------------|--------------------------|-----------|--------|-------------------|----------|-----------------|----------|------|
|             |                          | Esquina   | Cara X | Cara Y            | Estribos |                 | As/Ac(%) |      |
| 4           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 3           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 2           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| 1           | <input type="checkbox"/> | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16  | +2 Ø12            | +2 Ø12   | Ø6              | 15       | 0.79 |
| Arranques:  |                          | 4 Ø16     | +2 Ø12 | +2 Ø12            |          |                 |          | 0.79 |

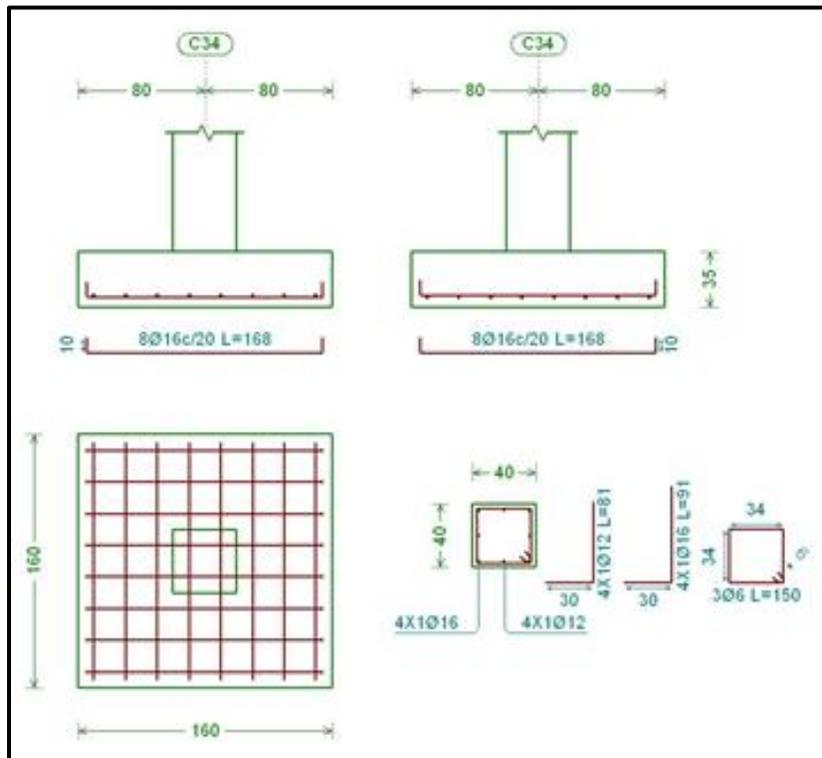
**Figura 4.15. Armado de columna C28 “Estructura 2”, colindante a la losa reticular en ambos diseños (fuente: CYPECAD 2016).**

| Referencia: | C25       |          | Cuadro de pilares |          |    |    | Datos del pilar |      | As/Ac(%) |
|-------------|-----------|----------|-------------------|----------|----|----|-----------------|------|----------|
|             | Esquina   | Cara X   | Cara Y            | Estribos |    |    |                 |      |          |
| 4           | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16 +2 | 2 Ø12 +2          | 2 Ø12    | Ø6 | 15 |                 | 0.79 |          |
| 3           | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16 +2 | 2 Ø12 +2          | 2 Ø12    | Ø6 | 15 |                 | 0.79 |          |
| 2           | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16 +2 | 2 Ø12 +2          | 2 Ø12    | Ø6 | 15 |                 | 0.79 |          |
| 1           | 0.4 x 0.4 | 4 Ø16 +2 | 2 Ø12 +2          | 2 Ø12    | Ø6 | 15 |                 | 0.79 |          |
| Aranques:   |           | 4 Ø16 +2 | 2 Ø12 +2          | 2 Ø12    |    |    |                 | 0.79 |          |

**Figura 4.16. Armado de columna C25 “Estructura 2”, solo colindante a la losa reticular en el diseño de la estructura 2 (fuente: CYPECAD 2016).**

En la comparación de los armados de las columnas tanto de la que soporta la losa reticular en ambos diseños como la que solo soporta el peso de la losa reticular en el diseño de la estructura 2, son iguales por lo tanto no varía mucho en los esfuerzos que se presentan en las columnas.

**4.4.1.3. Comparación de zapatas.-** para la comparación de la zapata se tomara en cuenta la zapata del pilar C34, este pilar soporta el peso de la losa reticular en ambos diseños.



**Figura 4.17. Armado de la zapata C34 “Estructura 1” (fuente: CYPECAD 2016).**

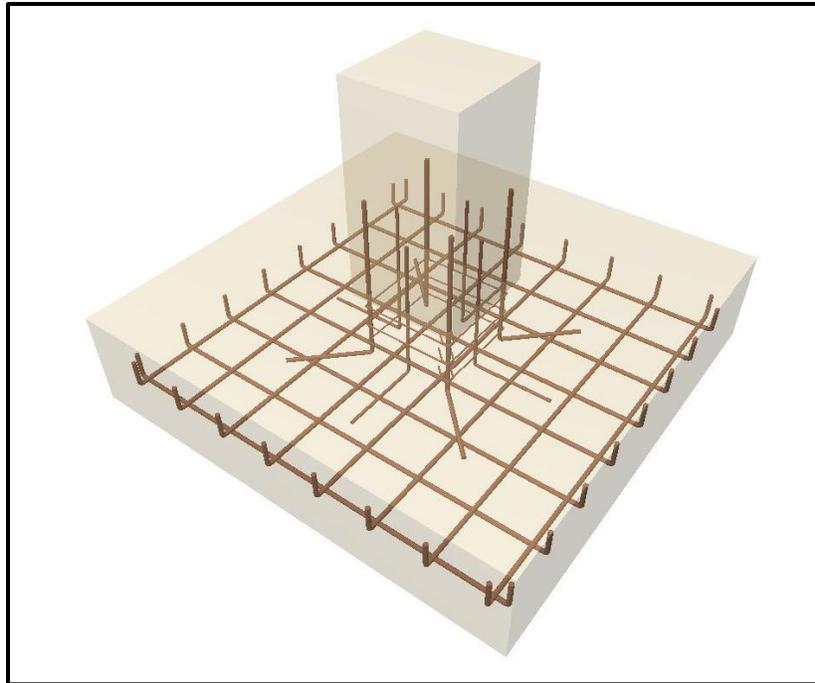


Figura 4.18. Armado de la zapata C34 “3D Estructura 1” (fuente: CYPECAD 2016).

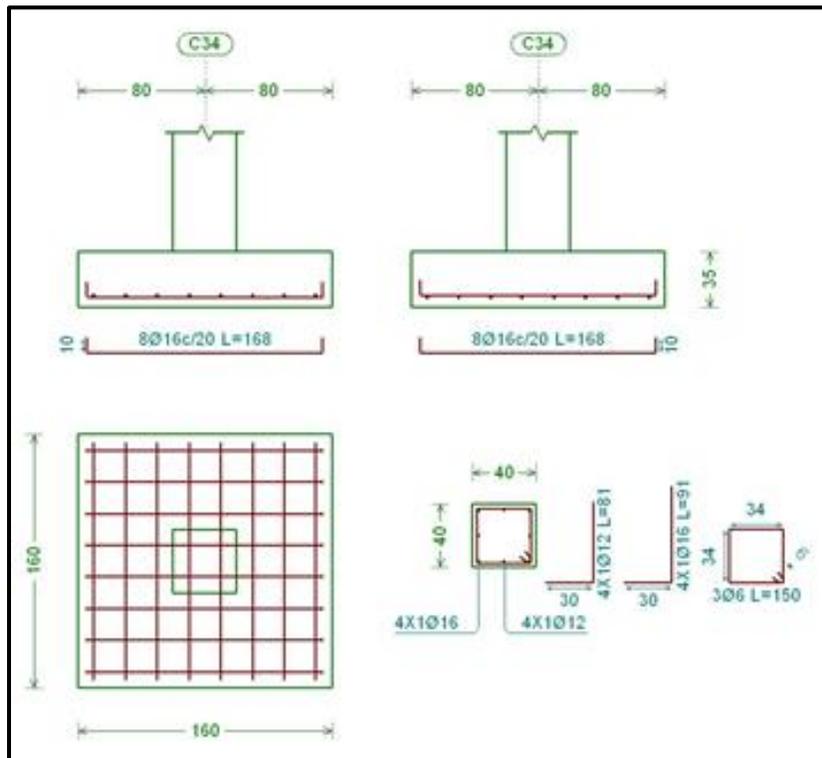
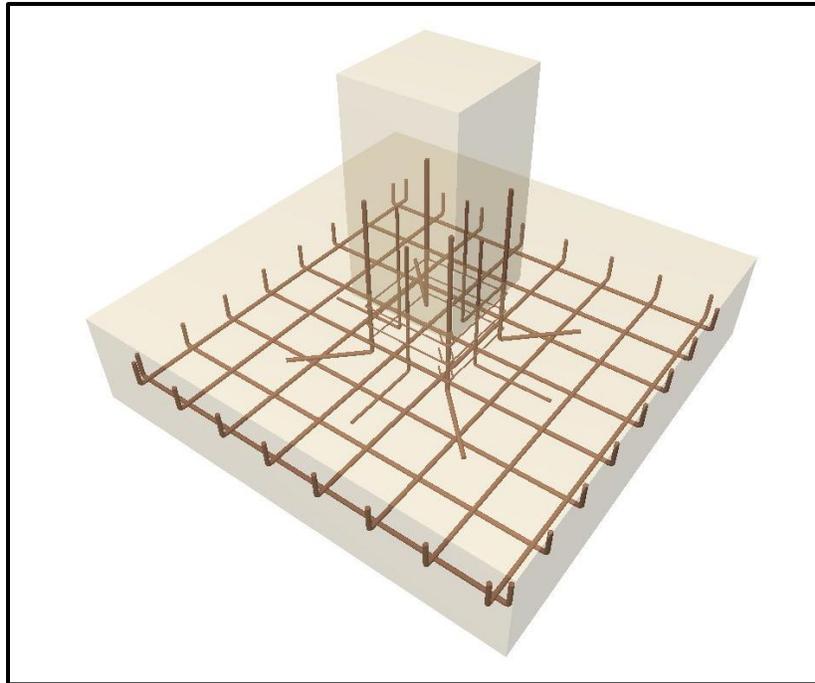


Figura 4.19. Armado de la zapata C34 “Estructura 2” (fuente: CYPECAD 2016).



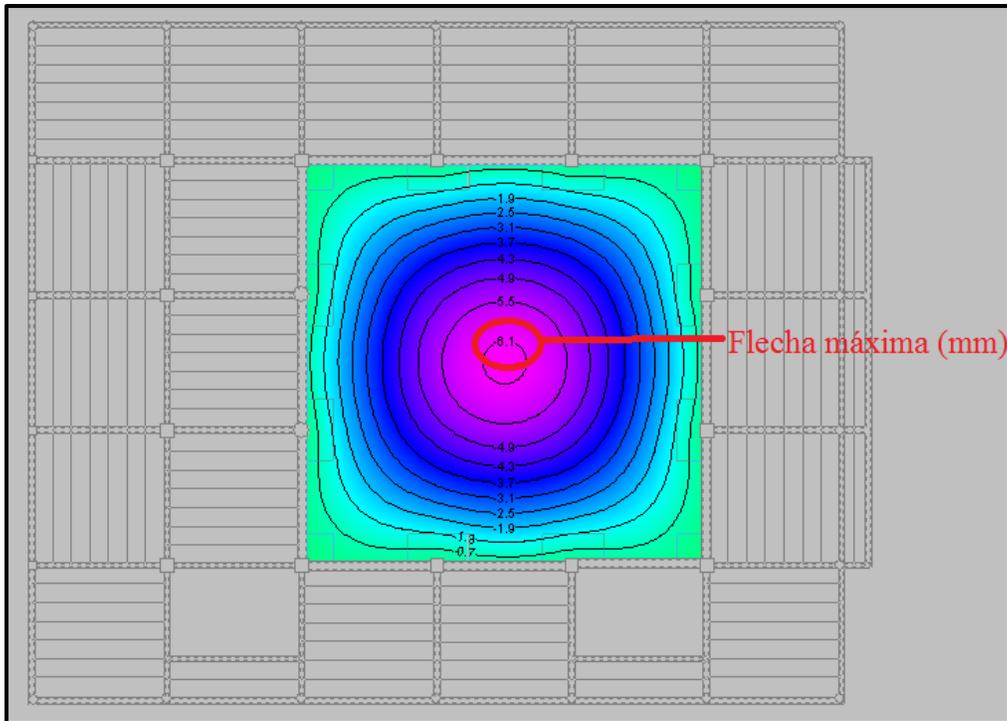
**Figura 4.20. Armado de la zapata C34 “3D Estructura 2” (fuente: CYPECAD 2016).**

En la comparación de la zapata más solicitada el armado y las dimensiones son iguales en ambos diseños.

**4.4.2. Comparación de deformaciones en estados límites de servicio.-** se verificara si las deformaciones de las losas de los dos diseños están dentro del rango admisible y se las comparara para verificar el daño que puede presentar en la tabiquería, la instrucción española recomienda las siguientes limitaciones en las deformaciones para evitar el daño:

$$f_{TOTAL} = \frac{l}{250} \qquad f_{ACT} = \frac{l}{400} < 1cm$$

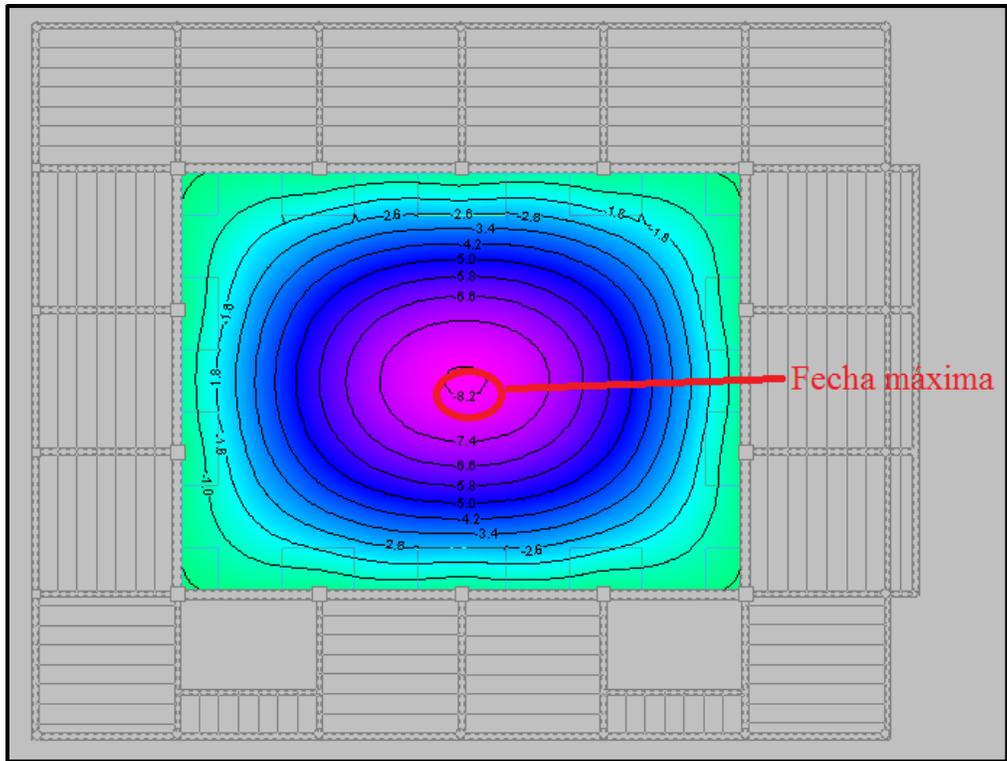
**4.4.2.1. Flecha o deformación de la losa reticular de la estructura 1.-** la comprobación de la flecha se la realizara con la combinación más pésima de cargas esto conlleva a determinar la flecha total la cual está tomada en cuenta la flecha activa, se presenta la siguiente figura con la deformada máxima.



**Figura 4.21 Flecha total máxima (fuente: CYPECAD 2016).**

Como se puede apreciar en la figura la flecha máxima es de 6.1 mm, este valor es inferior a 1 cm por lo tanto la tabiquería no sufrirá daños.

**4.4.2.2. Flecha o deformación de la losa reticular de la estructura 2.-** la comprobación de la deformada para el aporte académico o estructura 2 se lo realizara como la misma combinación de cargas que las estructura 1 ósea la combinación más pésima.



**Figura 4.22 Flecha total máxima del aporte académico (fuente: CYPECAD 2016).**

Como se puede apreciar en la figura la flecha máxima es de 8.2 mm.

**4.4.2.3. Comparación de flechas.-** a continuación se presentara una tabla para comparar las flechas de las dos estructuras:

**TABLA 4.1  
Flecha máxima de ambos diseños**

| Comparación en estados límites de servicio |              |
|--|--------------|
| Estructura 1                               | Estructura 2 |
| 6.1 mm.                                    | 8,2 mm.      |

**Fuente: Elaboración propia.**

Haciendo la comparación de las flechas sufridas en ambas losas se puede llegar a la conclusión de que la deformación en ambos diseños está dentro del rango admisible, ambos son inferiores a 1 cm, lo que asegura que no provocara daños en la tabiquería y solados.

**4.4.3. Comparación económica.-** En la comparación económica se mostraran el precio total de la obra gruesa de ambos diseños.

**TABLA 4.2**  
**Costo total de la obra en ambos diseños**

| <b>Comparación Económica</b> |                     |
|------------------------------|---------------------|
| <b>Estructura 1</b>          | <b>Estructura 2</b> |
| 1,169,886.92                 | 1,147,029.22        |

**Fuente: Elaboración propia.**

Estos precios fueron determinados mediante el análisis de precios unitarios, presupuesto total del aporte académico los cuales se encuentran en el (anexo VIII y IX)

#### **4.5. Conclusiones del aporte académico.**

Una vez analizado los aspectos técnicos económicos de ambas estructuras se concluye que el proyecto sea construido con el diseño de la losa reticulada de casetones rectangulares por ser más económica y por tener elementos estructurales casi sin diferencia con las del diseño propuesto en capítulo III.

El nuevo cronograma para la construcción de la estructura 2 es: 124 días hábiles con una cuadrilla de 9 personas el cual cuenta con 3 albañiles y 6 ayudantes.

3 albañiles o especialistas y 6 ayudantes.

Para más detalle véase en (anexo X).

## CONCLUSIONES:

Se concluye que:

- Se realizó el diseño estructural del edificio “Centro Productivo Comunal de Erquis Sud”.
- La topografía del terreno es llana y no presenta erosiones ni desniveles de relevancia, pero se presenta una estructura antigua de hormigón armado con cubierta de teja colonial en medio del lote la cual deberá ser demolida.
- La arquitectura del diseño es adecuada para la finalidad para la cual se construirá, además de mostrar una presentación moderna y cómoda.
- El suelo de fundación es adecuado para cimentaciones y no necesita de tratamiento especial ni de adecuaciones al mismo terreno.
- El Código Boliviano de Hormigón (CBH-87) al ser basada en la norma española (EHE), y por seguir los lineamientos de diseño en estados límites, y por no contar con normas nacionales, las normas de cargas son del Decreto Básico de Seguridad Estructural – Acciones sobre Estructuras (DBSE-AE).
- Los resultados del cálculo manual y los del CYPECAD, no varían en gran medida siendo los resultados del cálculo manual un poco menores que los del software, lo que demuestra un rango de seguridad mayor para la estructura.
- Los precios unitarios y el costo total de la obra fueron evaluados solo para el diseño estructural, no se tomaron en cuenta las instalaciones sanitarias, eléctricas y de gas.
- El cronograma de ejecución de la obra está estimado para un contingente mínimo de 9 trabajadores, los cuales comprenden: 3 albañiles y 6 ayudantes, tomando en cuenta solo los días hábiles de la semana.
- Las especificaciones técnicas son las adecuadas para las edificaciones y deberán ser respetadas durante la construcción para que el diseño sea eficaz.
- La obra se construya con el diseño convencional, pero queda a elección de la entidad gubernamental y de los beneficiarios la construcción del proyecto con el diseño del aporte académico, en tal caso usar los planos estructurales del aporte académico, su ejecución será de 124 días con un contingente de 9 trabajadores mínimo: 3 albañiles y 6 ayudantes.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda:

- Que el proyecto sea construido con el diseño convencional o en su caso con el aporte académico, donde se encuentran diferencias en el presupuesto tanto de una como de la otra, ya que el presupuesto con el aporte académico “losa reticular rectangular de casetones rectangulares” tiene menor costo que el diseño convencional esto se debe al incremento de los materiales y la mano de obra que es necesaria para la construcción del diseño convencional.
- Que las dimensiones de las vigas de hormigón armado cumplan con el dominio 3 de deformación, para que los materiales trabajen eficazmente.
- La comprobación y revisión de los volúmenes de hormigón calculados por el CYPECAD, debiendo revisar y corregir volúmenes en nudos de columnas y vigas.
- Controlar que la cantidad de personal mínimo que trabajara en la obra sea la misma desde su inicio hasta su final, para que el plazo de ejecución sea cumplido con satisfacción, debiendo verificar que el número mínimo de trabajadores sea 9 como mínimo en todo momento.
- Que las especificaciones técnicas se cumplan para que el diseño sea eficaz.
- En columnas en donde se deba realizar una comprobación y esta tenga coeficientes equivalentes determinados para el programa, se calcule manualmente la columna con los coeficientes equivalentes correctamente.
- La verificación de la estructura, debiendo determinar si esta es arriostrada o no según la norma CBH-87.
- Calcular los coeficientes de pandeo según los monogramas para pórticos arriostrados y no arriostrados, del Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).