

## 1. ANTECEDENTES

### 1.1. EL PROBLEMA

Con el transcurrir de los años, la ciudad de Bermejo está presentando un crecimiento poblacional acelerado. Debido a este crecimiento poblacional, el único centro de acogimiento para tercera edad-Bermejo se encuentra con la necesidad de cumplir sus funciones, pero por falta de infraestructura para brindar servicios de comedor, administración, salas médicas, sala de visitas, este centro no puede iniciar sus funciones de acogimiento a personas beneficiarias de Bermejo.

#### 1.1.1. PLANTEAMIENTO

De acuerdo a los indicadores demográficos recopilados del INE, la población mayor a los 70 años ha sufrido un crecimiento considerable en los últimos 10 años (cuadro N° 1) por lo cual el centro de acogimiento para la tercera edad-Bermejo requiere comenzar lo mas antes posible a cumplir con sus funciones pero a causa de no tener suficiente presupuesto no se ejecuto la segunda fase de la misma.

**Cuadro N° 1**

### **POBLACIÓN MAYOR A LOS 70 AÑOS NACIONAL, DEPARTAMENTAL Y MUNICIPAL**

Descripción	Bolivia		Tarija		Bermejo	
	1992	2001	1992	2001	1992	2001
Población total de acuerdo al censo de	6.420.792	8.274.325	291.407	391.226	27.372	33.310
Población mayor a los 70 años	198.526	269.356	7.844	11.300	380	639
% de la población mayor a los 70 años	3,09%	3,26%	2,69%	2,89	1,39%	1,92%
<b>Diferencia porcentual ínter censal</b>	<b>0,16%</b>		<b>0,20%</b>		<b>0,53%</b>	

*Fuente: Instituto Nacional de Estadística*

De seguir en las mismas condiciones con la infraestructura que se cuenta se podrá presenciar el continuo abandono de las personas de la tercera edad; por lo que se necesario plantear como solución.

- Construcción de la segunda fase del **Centro de Acogimiento de Tercera Edad-Bermejo**.

### **1.1.2. FORMULACIÓN**

Con la construcción de la segunda fase de la infraestructura actual se puede solucionar el problema, para así de esta manera dar comienzo a las funciones del edificio acogiendo al adulto mayor. De acuerdo a la solución planteada es posible realizar la construcción de la segunda fase del centro de acogimiento de tercera edad-Bermejo adyacente a la actual donde se dispone de espacio físico.

### **1.1.3. SISTEMATIZACIÓN**

De la solución planteada construcción segunda fase y de acuerdo a estudio de suelos y los planos arquitectónicos aprobados, las estructuras de sustentación que se analizaran son: cubierta con cercha metálica, una parte de la estructura será a porticada con zapatas centradas y la mayor parte con muros portantes, y zapatas corridas. En los cuales se realizara el diseño óptimo para que la estructura tenga una buena funcionalidad y sea económicamente viable.

## **1.2. OBJETIVOS**

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos.

### **1.2.1. OBJETIVO GENERAL**

Dentro del objetivo general del proyecto, se tiene el de diseñar la estructura de sustentación para el “**CENTRO DE ACOGIMIENTO DE TERCERA EDAD- BERMEJO 2da FASE**”.

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Entre los objetivos específicos se establecen los siguientes.

- Realizar el estudio topográfico.
- Realizar el estudio de suelos mediante ensayos de laboratorio.
- Realizar el análisis y diseño estructural de la estructura de sustentación: cubierta con cercha metálica, una parte de la estructura será a porticada con zapatas centradas y la mayor parte de muros portantes, y zapatas corridas.
- Realizar un análisis técnico y económico de la solución propuesta en el diseño con estructura de sustentación: cubierta con cercha metálica, una parte de la estructura será a porticada con zapatas centradas y la mayor parte de muros portantes, y zapatas corridas.
- Profundizar los conocimientos adquiridos durante los años de estudio en la universidad.

### **1.3. JUSTIFICACIÓN**

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes.

#### **1.3.1. ACADÉMICA**

Profundizar y poner en práctica todos los criterios de diseño y conocimientos científicos adquiridos en todos los años de estudio universitario acerca del diseño de estructuras, para que de esta manera pueda llevar a cabo el proyecto con éxito.

#### **1.3.2. TÉCNICA**

Se realizara la comparación de resultados del diseño de la estructura con un paquete computarizado versus el diseño de manera manual.

#### **1.3.3. SOCIAL – INSTITUCIONAL**

Contribuir en la solución adecuada al problema que se presenta en el centro de acogimiento para la tercera edad-Bermejo el cual es la falta del diseño estructural de la segunda fase por motivo de insuficiencia de presupuesto, dada la contribución en el diseño estructural se solucionara el problema para así poder llevarlo a cabo su construcción y posterior funcionalidad del centro.

### **1.4. ALCANCE DEL PROYECTO**

#### **1.4.1. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL PLANTEADA**

De acuerdo a la información secundaria estudiada en el perfil de proyecto, se estableció que la solución viable es el proyecto con estructura de sustentación: cubierta con cercha metálica, una parte de la estructura será a porticada con zapatas centradas y la mayor parte de muros portantes, y zapatas corridas.

#### **1.4.2. RESULTADOS A LOGRAR**

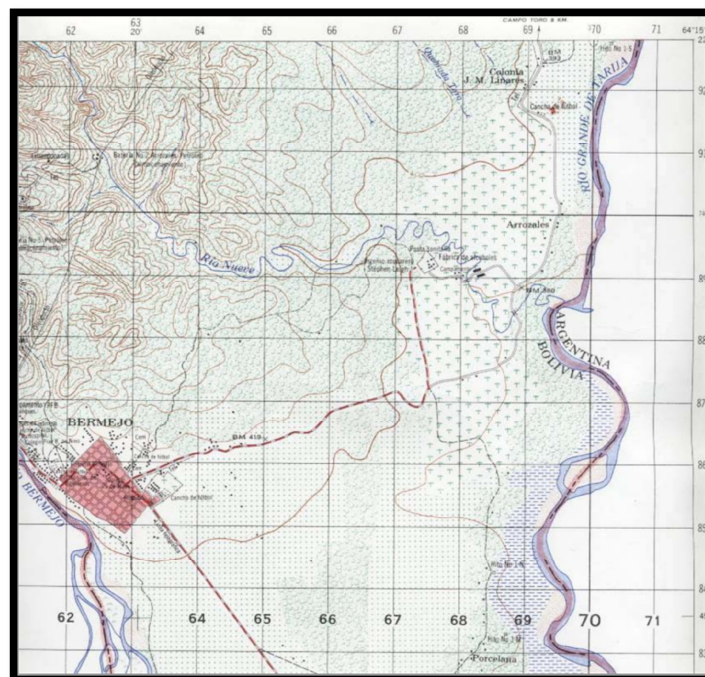
En el desarrollo de la propuesta “diseño estructural centro de acogimiento de tercera edad-bermejo” que se ejecuta en la asignatura CIV 502, se plantean los siguientes resultados:

- Recopilación y procesamiento de información proporcionada por el personal de la Gobernación Tarija-Sección Bermejo.
- Estudio topográfico del lugar de emplazamiento del proyecto.
- Estudio de la capacidad portante de los suelos.
- Diseño estructural de los módulos; Salón multiuso, comedor, y salas de atención médica. Todos estos módulos contemplan la segunda fase del centro de acogimiento de tercera edad-Bermejo.
- Estrategia de ejecución, especificaciones constructivas, cubicaciones, precios unitarios y presupuesto de la segunda fase construcción centro de acogimiento de tercera edad-Bermejo.
- Elaboración del informe del proyecto.

## 1.5. LOCALIZACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en el sector Nor-Este del área urbana de la Ciudad de Bermejo, en el barrio denominado Paraíso, siendo el punto referencial de su ubicación la parte posterior del nuevo mercado campesino.

**Figura N° 1**



*Figura 1 fuente: google earth*

## **1.6. INFORMACIÓN SOCIOECONÓMICA**

Dentro de los aspectos económicos, se analizará la tenencia de la tierra y las actividades económicas de las familias, los mismos que se describen y analizan a continuación.

### **1.6.1. TENENCIA DE LA TIERRA Y USO DE SUELOS**

Con respecto a la forma de tenencia de la tierra de las familias del área rural del Municipio de Bermejo, estas fueron obtenidas mediante propiedades por medio del D. S. de la Ley de Reforma Agraria en 1952.

Antes de la Promulgación de la Ley de Reforma Agraria (2/08/53); la tenencia de la tierra tenía una doble particularidad; la dotación a personas particulares y a colonias que realizaron asentamientos en lo que ahora se denomina Colonia Barretero, Colonia Linares y Colonia San Luís El Anta, estos asentamientos humanos fueron originarios de los Departamentos de Potosí, Sucre y otras regiones del País.

A partir de la Ley de Reforma Agraria, se ha efectuado un proceso de distribución de la tierra en el área tradicional, que ha cambiado completamente la estructura de propiedad de la tierra en propiedades familiares, individuales y agraves de Cooperativas, o colectivas.

De acuerdo a esta estructura, la gran mayoría tiene tierras de propiedad familiar por la dotación de la Reforma Agraria y también por el Instituto de Colonización; en este sentido, las propiedades con mayor superficie alcanzan a 77,3 has, las que tienen menor superficie ascienden a 7,9 has.; por lo general, las familias cuentan con 8 has, por lo que se concluye que predomina el minifundio.

Con respecto al uso de suelos, el Cuadro N° 2, muestra de acuerdo a datos del Plan de Ordenamiento Urbano y Territorial el uso de suelos del Municipio de Bermejo. Este cuadro permite concluir que el mayor uso que se le da a la tierra, está relacionado con la actividad silvo pastoril que combina actividades de cultivos, árboles y ganado, el mismo que representa el 38,60% del total, seguida de la actividad agrícola intensiva correspondiente al 23,60% y la actividad agropecuaria intensiva correspondiente al 16,7% a igual que la ocupación dentro del territorio de los bosques; asimismo, se presenta la actividad agropecuaria extensiva correspondiente al 3,5% para finalizar con la

ocupación de tierras.

**Cuadro N° 2**

**USO DE SUELO EN EL MUNICIPIO DE BERMEJO**

<b>USO DE SUELO</b>	<b>HAS</b>	<b>%</b>
Agrícola Intensivo	8.974,10	23,60
Agropecuario Intensivo	6.354,60	16,70
Agropecuario Extensivo	1.340,40	3,50
Bosques Permanentes	6.379,40	16,70
Silvo Pastoril Limitado	14.696,40	38,60
Ciudad de Bermejo	344,80	0,90
<b>TOTAL</b>	<b>38.089,70</b>	<b>100</b>

*Fuente: Zonificación Agroecológica – Plan de Ordenamiento Urbano y Territorial*

Con respecto al uso de suelo en la Ciudad de Bermejo, se observa que las viviendas o residencias ocupan un primer lugar con un 53,68% del total de superficie correspondiente a la Ciudad de Bermejo, seguido de la integración vial de la ciudad correspondiente a un 38,75%, los restantes porcentajes son mínimos y su distribución se presenta en el Cuadro N° 3.

**Cuadro N° 3**

**USO DE SUELO – CIUDAD DE BERMEJO**

<b>USO DE SUELO</b>	<b>HAS</b>	<b>%</b>
Residencial	185.09	53.68
Vías	133.62	38.75
Recreación	7.12	2.07
Comercio y Abastecimiento	8.06	2.34
Administración y Gestión	0.78	0.22
Salud	0.72	0.21
Áreas Verdes	5.08	1.47
Educación	4.33	1.26
<b>TOTAL</b>	<b>344.8</b>	<b>100</b>

*Fuente: Zonificación Agroecológica – Plan de Ordenamiento Urbano y Territorial*

## 1.6.2 PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS DE LAS FAMILIAS.

Las principales actividad de la ciudad de Bermejo, están constituidas por tres, actividad agrícola, servicios comunitarios sociales y personales y la industria manufacturera, esta última se constituye en la principal actividad industrial de la ciudad de Bermejo y del Departamento de Tarija por la producción de azúcar, la misma que absorbe toda la producción agrícola que se da en la zona rural del municipio, ya que la mayor parte de la superficie agrícola está destinada al cultivo de la caña de azúcar y sus derivados como el alcohol, la melaza y la cachaza.

En el Cuadro N° 4, se presenta las actividades económicas de la población de Bermejo

**Cuadro N° 4**

### ACTIVIDADES ECONOMICAS DE LA POBLACION DE BERMEJO

<b>Descripción.</b>	<b>Habitantes</b>
Agricultura	3.389
Pesca	1
Explotación Minas y Canteras	64
industrias Manufactureras	1.186
Producción y distribución Energía Agua Gas	41
Construcción	854
Comercio Por mayor y menor	554
Servicio Hotel y Restorán	56
Transporte y Almacenamiento.	694
Intermediación Financiera	48
Servicios Inmobiliarios Empresariales	163
Adm. Pública, Defensa y Seguridad	189
Educación	248
Servicios Sociales y Salud	96

Serv. Comunitarios Sociales y Personales	1,577
Servicios Domésticos	500
Servicios de Organizaciones y Órganos Extraterritoriales	1
Sin Especificar	1017

*Fuente: Plan de Desarrollo Municipal 2004 – 2008*

En cuanto al uso actual de la tierra en la agricultura, el uso más importante es el cultivo de la caña de azúcar que llega a una superficie aproximada de 12.000 Has., distribuidas en 9 comunidades, le siguen los cultivos anuales como el arroz, café, maíz, papa, maní, cítricos, café, frutales de pepita y carozo entre otros.

La caña de azúcar cuenta con un mercado seguro, como materia prima para el ingenio azucarero, para la extracción de la sacarosa, alcohol y otros productos para el consumo familiar, la venta se la realiza tanto en el mercado local como departamental.

El sistema de producción es de tipo tradicional, debido fundamentalmente a las condiciones económicas y el escaso uso de tecnología mejorada en la zona, los productores en su generalidad han desarrollado sistemas de producción orientados a la seguridad alimentaria; asimismo, sólo para la producción de caña se utiliza el tractor para la preparación del terreno y el control de malezas del cultivo

### **1.7. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES.**

Con el objetivo de realizar un análisis de los indicadores de pobreza municipal, es importante conocer el marco legal, la disponibilidad y el acceso que tiene la población a los principales servicios sociales y básicos.

### **1.7.1. SERVICIOS DE EDUCACIÓN.**

El Sistema Educativo en Bolivia, cuyo órgano rector es el Ministerio de Educación, se halla regulado por la Ley N° 1565 de la Reforma Educativa de 7 de Julio de 1994 y sus Decretos Supremos Reglamentarios, comprendiendo los siguientes niveles de educación formal bilingüe (en idioma o lengua materna y castellano).

- Inicial, con un periodo de un año.
- Primaria, con un periodo de ocho años.
- Secundaria, con un periodo de 4 años, a cuya conclusión se otorga el diploma de bachiller técnico o bachiller en humanidades.
- Superior, con periodos de tres y 5 años, para la obtención del grado académico de técnico superior y licenciatura, respectivamente.

La estructura administrativa de los servicios de educación formal en los niveles inicial, primario y secundario, de carácter público y privado, contempla una Dirección Distrital con jurisdicción y competencia en el territorio del Municipio, que comprende núcleos educativos; debiendo a su vez cada núcleo estar conformado por una unidad educativa central con servicios de educación en los niveles inicial, primario y secundario, y unidades sub-centrales con servicios de educación en los niveles inicial y primario; en el área rural, los núcleos también comprenden escuelas seccionales con servicios de educación en el nivel inicial y por lo menos los dos primeros ciclos del nivel primario, estando comprendida la población escolarizable entre los 5 y 19 años de edad.

Además, el Sistema Educativo Nacional incluye la educación alternativa que comprende la educación de adultos y la educación especial, a objeto de posibilitar el acceso a la educación de la población que por razones de edad o impedimentos físicos y mentales no hubiera iniciado o concluido sus estudios en la educación formal, asimismo incluye la educación permanente con cursos cortos para la calificación ocupacional de la población.

En el municipio de Bermejo la educación escolar, es atendida por 25 unidades educativas de carácter público y una privada, organizadas en cuatro núcleos educativos, que administrativamente dependen de la Dirección Distrital de educación de Bermejo.

**Cuadro N° 5**

**NÚCLEOS Y UNIDADES EDUCATIVAS EN EL MUNICIPIO DE BERMEJO**

ÁREA		ÁREA URBANA	
Núcleo	UNIDADES	Núcleo	UNIDADES PUBLICA
	Unidad Educativa		Unidad Educativa
Campo	Campo Grande		Jardín de Niños Tarija
	Flor de Oro		Guido Villa Gomes
	Porcelana		Mcal. Andrés de Santa
	Candaditos		Intermedio 7
	Naranjitos		Nacional Mixto 25 de
	Candado Grande		Julio Crespo Mendizábal
	Santa Rosa		Intermedio N° 15
Colonia	José María Linares		Bolívar
	La Esperanza		Antonio José de Sucre
	Barretero		Aulio Araoz
	Arrozales		Octavio Campero
	Alto Calama		UNIDADES
	El Toro		Eduardo Avaroa

*Fuente: Plan de Desarrollo Municipal 2004 – 2008*

Observándose que dos núcleos con diez unidades educativas corresponden al área urbana, y los restantes dos núcleos con catorce unidades educativas se encuentran en el área rural.

**1.7.2. SERVICIOS DE SALUD.**

El Sistema Nacional de Salud en Bolivia está conformado por un conjunto de establecimientos de salud públicos y privados, y de servicios como el Seguro Universal Materno Infantil (SUMI) y el Seguro Médico Gratuito de Vejez, organizados en redes que corresponden a diferentes ámbitos de gestión y niveles de atención de la salud.

Los ámbitos de gestión del Sistema Nacional de Salud son:

- Nacional, correspondiente al Ministerio de Salud y Previsión Social que es el órgano rector del Sistema Nacional de Salud
- Departamental, correspondiente al Servicio Departamental de Salud
- Municipal, correspondiente al Distrito de Salud
- Local, correspondiente al establecimiento de salud en su área de influencia

A su vez, los niveles de atención de la salud se clasifican en:

- Primer nivel: Comprende las modalidades de atención que se enmarcan en la promoción y prevención de la salud, la consulta ambulatoria e internación hospitalaria de tránsito. Este nivel de atención constituye la puerta de entrada al sistema de salud y está conformado por las siguientes unidades operativas: puesto de salud, consultorio médico, centro de salud con o sin camas, policlínicos, policlincosultorios y la medicina tradicional.
- Segundo nivel: Comprende las modalidades que requieren atención ambulatoria de mayor complejidad y la internación hospitalaria en las especialidades básicas de medicina interna, cirugía, pediatría y gineco-obstetricia, anestesiología y opcionalmente traumatología. La unidad operativa de este nivel es el hospital básico de apoyo.
- Tercer nivel: comprende la consulta ambulatoria de especialidad, internación hospitalaria de especialidades y sub especialidades, con servicios de diagnóstico y tratamiento de alta tecnología. Las unidades operativas de este nivel son los hospitales generales e institutos y hospitales de especialidades.

En el Municipio de Bermejo, la red de salud está conformada por un hospital de segundo nivel localizado en la ciudad de Bermejo y 3 puestos de salud localizadas en Colonia Linares, Barretero y Campo Grande, tanto el hospital como los puestos de salud son de carácter público, dependientes administrativamente del Distrito de Salud Bermejo, siendo responsabilidad del Gobierno Nacional la remuneración del personal médico y paramédico y del Gobierno Municipal la remuneración del personal administrativo, así como la construcción y mantenimiento de la infraestructura y su equipamiento básico

En el hospital se cuenta con siete consultorios, nueve salas de internación con capacidad para veintidós camas, un quirófano, un laboratorio, una sala de emergencias, una farmacia y una sala de rayos X.

### **1.7.3. VIVIENDA**

En el área urbana se observa que cerca del 40% de edificaciones son de dos o más plantas cuyo uso es residencial y comercial, mientras que aproximadamente un 43% son construcciones de una sola planta, estas edificaciones en un 80% utilizan ladrillo para la construcción de muros o bloques de hormigón, mientras que un 15% utilizan adobes, estos muros son revocados interiormente con estuco y exteriormente con cemento acabados con pintura, respecto a la cubierta un 55% utilizan calamina, 35% losa y un 10% teja o fibrocemento, mientras que los pisos en un porcentaje cerca al 70% utilizan cemento brotachado o enlucido, un 25% utilizan cerámica y el 5% tierra compactada. Existe en el área urbana aproximadamente un 17% son viviendas de una planta construidas con material precario, que generalmente se encuentra en los barrios alejados del centro urbano.

En el área rural las viviendas son generalmente de una planta utilizando aproximadamente un 40% de estas edificaciones como material de muros adobe o tapial, mientras que el 35% utilizan ladrillo y el restante 25% utilizan madera, el material utilizado para las cubiertas es generalmente calamina, los pisos en un 60% de las viviendas es de tierra compactada y el 40% de cemento.

### **1.7.4. AGUA EN LA VIVIENDA**

En el área urbana un 90% de la población cuenta con conexión a la red de agua potable de la población y el restante 10% obtiene el agua de norias, pozos u otras fuentes. Mientras que en área rural solo cerca del 30% de la población se provee a través de la red de agua potable de la comunidad, siendo que la mayor cantidad de población (70%) obtiene el agua de norias, pozos, quebradas, vertientes o ríos. Debiendo indicarse que en este sector la cobertura del sistema de agua potable es muy

bajo ya que solo se dispone de este servicio en siete comunidades.

#### **1.7.5. ALCANTARILLADO Y LETRINAS**

Solo en el área urbana se dispone de una red de alcantarillado sanitario al cual solo un 55% de la población está conectado, por lo cual el resto de la población utiliza letrinas con pozos sépticos o cámaras, mientras que en el área rural al no existir sistemas de alcantarillado la población realiza su eliminación de excretas a campo abierto, siendo un bajo porcentaje (aproximadamente un 20%) los que disponen letrinas.

#### **1.7.6. ENERGÍA ELÉCTRICA**

El servicio de energía eléctrica en el área urbana es generado, distribuido y comercializado por la empresa SETAR, teniendo una cobertura de aproximadamente un 85% de las viviendas urbanas, mientras que en área rural la cobertura es baja ya que solo un 15% de la población utiliza energía eléctrica en la vivienda.

#### **1.7.7. MANEJO DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS**

Para el área urbana el gobierno municipal a través de la unidad de aseo urbano, realiza la recolección de los residuos sólidos producidos en los domiciliarios, áreas comerciales y vías públicas, los cuales son transportados y depositados en el relleno sanitario ubicado a 5 Km. del centro urbano.

## **2. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. 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.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

#### **2.1.1. LEVANTAMIENTO CON ESTACIÓN TOTAL**

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía, diseño geométrico y diseño y edición gráfica.

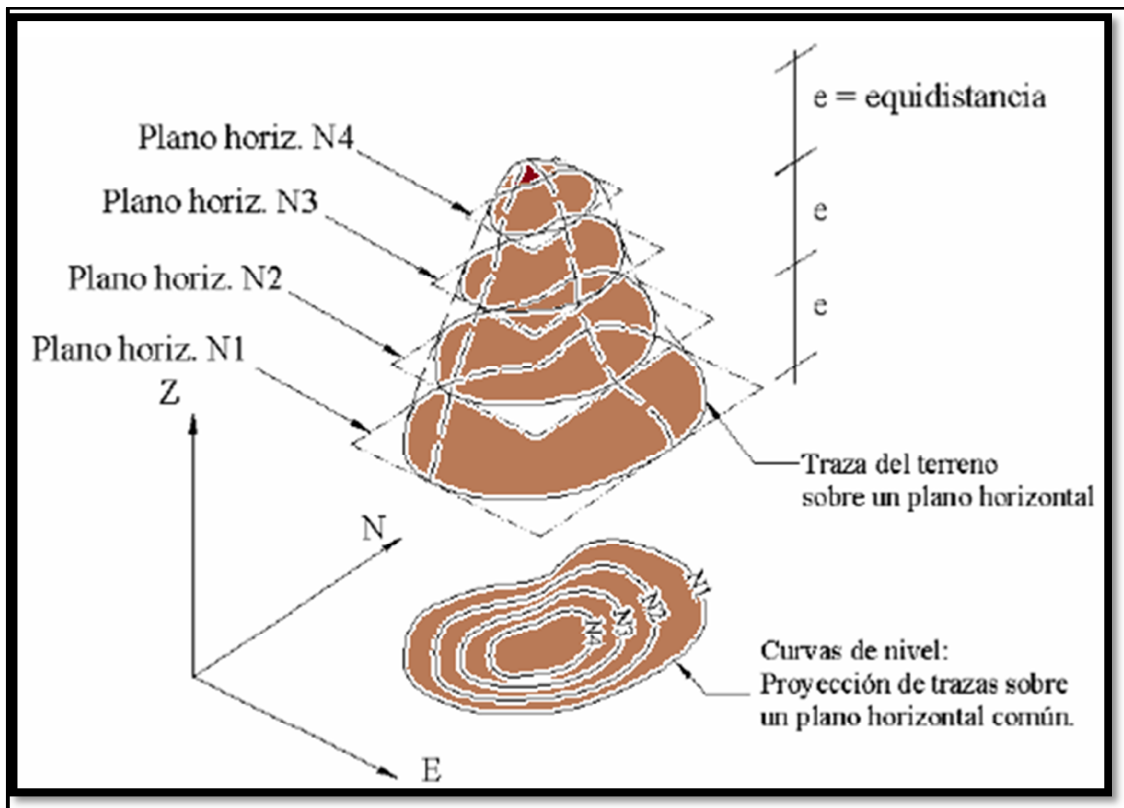
#### **2.1.2. CURVAS DE NIVEL**

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno.

Una *curva de nivel* es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intersecta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representarán el relieve del terreno. El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura 2.

Figura N° 2



Fuente: página de internet ([www.7\\_levantamientos\\_topográficos – planimetría.htm](http://www.7_levantamientos_topográficos_planimetría.htm))

## 2.2. ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos se lo realizara por el método del cono holandés.

El cono holandés es un equipo de exploración de terreno mediante la penetración, por el impacto de un martillo al caer, de una sarta extensible de barras de perforación conectada a una punta de hinca.

Este equipo tiene preferencia de uso, cuando se encuentran suelos finos, es decir limos y arcillas, no se lo recomienda para suelos granulares.

El procedimiento se lo realizara como sigue:

- Verificar que el estrato cumpla con las características de suelos finos, lo cual ya fue verificado de la información suministrada por la entidad a cargo del proyecto.
- Se inspeccionara el sitio del ensayo, para prepararlo limpiando el mismo y ubicando el punto donde se ubicara el cono.

- c) Con el flexometro se medirá hasta el punto donde penetrara el cono y se marcara.
- d) Marcar 75 cm. de caída del martillo arriba del plato de impacto.
- e) Activar manualmente el martillo, levantando el mismo hasta la marca de 75 cm y dejarlo caer, comenzando ya con el conteo de golpes.
- f) Cuando el cono y la barra hayan penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de golpes.
- g) Luego se debe extraer el cono, ampliando el hueco con las herramientas manuales.
- h) Se deberá extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural.

La resistencia del suelo se calculara con la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm} = \frac{W}{x} \frac{h}{N_p} \frac{m}{A} N f$$

Donde:

W: Peso del martillo (Kg)

h: Altura de la caída del martillo.

m: Factor de penetración del martillo (0.1)

N<sub>p</sub>: Factor de sensibilidad de la arcilla (5-9)

A: Área del cono (cm<sup>2</sup>)

f: Eficiencia típico del cono (0.4-0.6)

x: Profundidad a la que se desea penetrar el cono (cm)

## **2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **2.3.1. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA**

La durabilidad y el comportamiento adecuado de un edificio dependen en gran medida de las características de la cubierta. Por otro lado, el techo o cubierta es la parte del edificio que mayores dificultades presenta en cuanto a su diseño y construcción. Además de soportar su peso propio, el del cielo raso y los materiales de recubrimiento o cubierta, así como las cargas permanentes y accidentales que pudieran presentarse, las cubiertas deben proteger los espacios interiores contra la intemperie, en especial contra la lluvia. Debe considerarse también el aislamiento térmico. La apariencia es sin duda otro aspecto fundamental.

La elección del tipo de cubierta es una de las decisiones de mayor importancia en el diseño de un edificio. Influye en ella la forma de la planta del edificio y la distribución de los espacios interiores, los materiales disponibles, las condiciones climatológicas, el efecto visual deseado, y, por último las restricciones económicas que se deban respetar.

Son dos los aspectos esenciales a considerar en el diseño de un techo: el sistema estructural necesario para soportar las cargas permanentes, y accidentales que puedan actuar, y el recubrimiento requerido para proteger el edificio contra la intemperie.

#### **2.3.1.1. CERCHAS**

El principio fundamental de las cerchas es unir elementos rectos para formar triángulos. Esto permite soportar cargas transversales, entre dos apoyos, usando menor cantidad de material que el usado en una viga, pero con el inconveniente de que los elementos ocupan una altura vertical considerable.

#### **2.3.1.2. DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSIÓN**

El diseño de un miembro a tensión implica encontrar un miembro con áreas total y neta adecuadas. Si el miembro tiene una conexión atornillada, la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área perdida debido a los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo, si va a usarse un perfil laminado, el área por deducirse no puede

producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce.

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

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo, esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostamiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300.

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

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

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

Para miembros en tensión, esta expresión toma la forma

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

Donde  $P_u$  es la suma de las cargas factorizadas. Para prevenir fluencia,

$$P_u \leq 0.90 F_y A_g \text{ o } A_g \geq \frac{P_u}{0.90 F_y}$$

Para evitar la fractura,

$$P_u \leq 0.75F_u A_e \quad \text{o} \quad A_e \geq \frac{P_u}{0.90F_u}$$

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si

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

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

### 2.3.1.3. DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir, las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con  $f_c = P/A$ , donde  $f_c$  se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad, este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable. Se tendrá entonces flexión que puede considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable.

Requisitos del AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la forma.

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Donde

$P_u$  = Suma de las cargas factorizadas.

$P_n$  = Resistencia nominal por compresión =  $A_g F_{cr}$

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

$\phi_c$  = Factor de resistencia para miembros en compresión = 0.85

Parámetro de esbeltez.

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

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre columnas elásticas e inelásticas se toma como  $\lambda_c = 1.5$ , las ecuaciones AISC para el esfuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue.

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

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

Para  $\lambda_c > 1.5$  [Columnas Elásticas]

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

Se recomienda la relación de esbeltez máxima  $KL/r$  de 200 para miembros en compresión. Aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas.

#### **2.3.1.4. MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN**

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión. Si está presente también una cantidad considerable de carga axial, al miembro se le llama viga – columna. Aunque algo de carga axial presente en cualquier miembro estructural, en muchas situaciones prácticas este efecto es despreciable y el miembro puede tratarse como viga. Las vigas están usualmente orientadas horizontalmente y sometidas a cargas verticales, pero no es necesario siempre el caso. Se considera que un miembro estructural es una viga si está cargado de manera que se genera flexión en él.

### Clasificación de perfiles

El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho – espesor. Para los perfiles I y H, la razón para el patín proyectante (un elemento atiesado) es  $b_f / 2t_f$  y la razón para el alma (un elemento atiesado) es  $h / t_w$ . La clasificación de los perfiles se encuentra en norma AISC, llamada “pandeo local.

Ésta puede resumirse como sigue. Sea

$\lambda$  = Razón ancho – espesor.

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

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

Entonces,

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

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

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

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

**Cuadro N° 6**

**PARAMETROS ANCHO ESPESOR**

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

**Resistencia por flexión de perfiles compactos**

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

1. Pandeo lateral – torsional (PLT), elástica o inelásticamente.
2. Pandeo local del patín (PLP), elástica o inelásticamente, o
3. Pandeo local del alma (PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica. Si no es así, se llama inelástica.

Por conveniencia clasificaremos primero las vigas compactas y esbeltas y luego determinaremos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral. El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas: (1) perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil; y (2) canales

flexionados respecto al eje fuerte y cargados a través del centro del cortante o restringidas contra torsión. (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión). El énfasis será los perfiles I y H. Las vigas hídras (aquellas con aceros de grados diferentes en el alma y en los patines) no serán consideradas y algunas de las ecuaciones del AISC serán ligeramente modificadas para reflejar esta especialización;  $F_{yf}$  y  $F_{yw}$ , las resistencias por fluencia del patín y alma, serán reemplazadas por  $F_y$ .

Comenzaremos con perfiles compactos, definidos como aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos ancho – espesor para el patín y el alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

El criterio para el alma se cumple para todos los perfiles laminados en caliente dados en el manual, por lo que sólo el patín debe revisarse. La mayoría de los perfiles cumplirán también los requisitos del patín y por lo tanto serán clasificados como compactos. Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia nominal por momento  $M_p$  del perfil. Para miembros con soporte lateral inadecuado, la resistencia por momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea este elástico o inelástico.

La primera categoría, es decir, vigas compactas soportadas lateralmente, es bastante común y es el caso más simple.

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p$$

Donde

$$M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$$

El límite de  $1.5 M_y$  para  $M_p$  es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando

$$F_y Z \leq 1.5 F_y S \quad \text{o} \quad \frac{Z}{S} \leq 1.5$$

Para los perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte,  $Z/S$  será siempre  $\leq 1.5$ . (Sin embargo, para perfiles I y H flexionados respecto al eje menor,  $Z/S$  nunca será  $\leq 1.5$ ).

Aunque se hizo una revisión de  $M_p \leq 1.5 M_y$ , no es necesario para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte.

## 2.3.2. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

### 2.3.2.1. VIGAS

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión.

Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

#### Proceso de cálculo a flexión simple

1.-Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$  de acuerdo con la Norma Boliviana.

$$M_d = M \gamma_s$$

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

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

**Donde:**

$b_w$  = Ancho de la viga

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

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

3.- Se calculará el valor de  $\mu_{lim}$ , del formulario de la norma boliviana del hormigon armado.

1. si  $\mu_{lim} > \mu_d$  no necesita armadura a compresión

2. si  $\mu_{lim} < \mu_d$  necesita armadura a compresión

### **Cálculo de las armaduras a tracción y compresión**

Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción

Proceso de cálculo de la armadura a tracción:

a) Con el valor del momento reducido, se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

b) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

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

**Donde:**

W = Cuantía mecánica de la armadura

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

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

c) Calcular la armadura mínima y el valor de w se obtiene de la Norma Boliviana.

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

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

**d)** Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura a compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

a) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

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

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

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

**Donde:**

$w_{lim}$  = Este valor se obtiene del formulario de hormigón armado

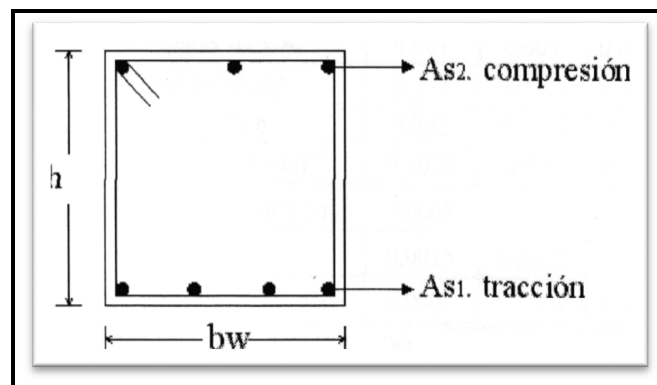
$w_{s1}$  = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

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

= Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

**Figura N° 3 Viga de hormigon armado**



b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

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

**Donde:**

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

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

c) Calcular la armadura mínima, y el valor de  $\mu$  se obtiene de tablas

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

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados

**Cálculo del esfuerzo cortante**

Para el cálculo del esfuerzo cortante, Jiménez Montoya dice: en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales.

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

**Donde:**

= Esfuerzo cortante

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

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

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

I = Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza en la dirección en que estamos diseñando.

**Calculo de la armadura transversal**

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

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

$$V_{cu} > V_d$$

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

$$f_{vd} = 0,50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

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

$$A_{st \min} = 0,02 \cdot bw \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm<sup>2</sup>.

### 2.3.2.2. COLUMNAS

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

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de

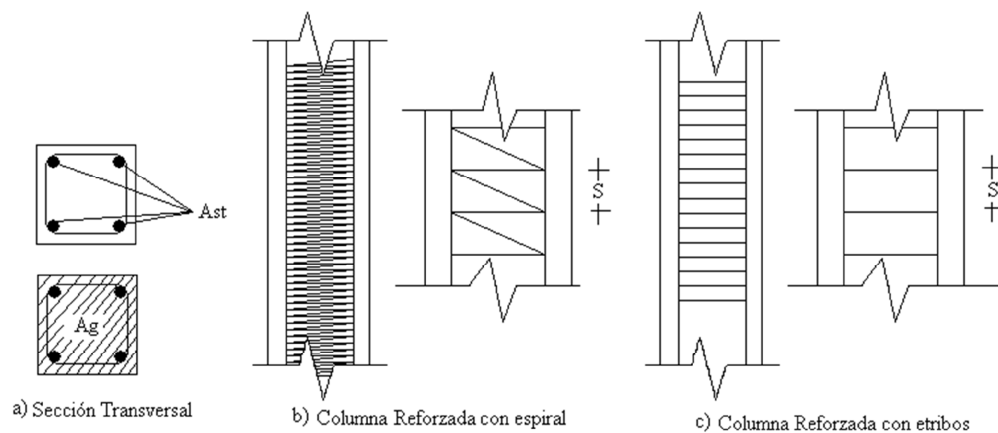
absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular las columnas pueden clasificarse en:

- ❖ Columnas Cortas
- ❖ Columnas Largas

**Figura N° 4 Columnas**



*Fuente: cálculo de estructuras de cimentación - calavera*

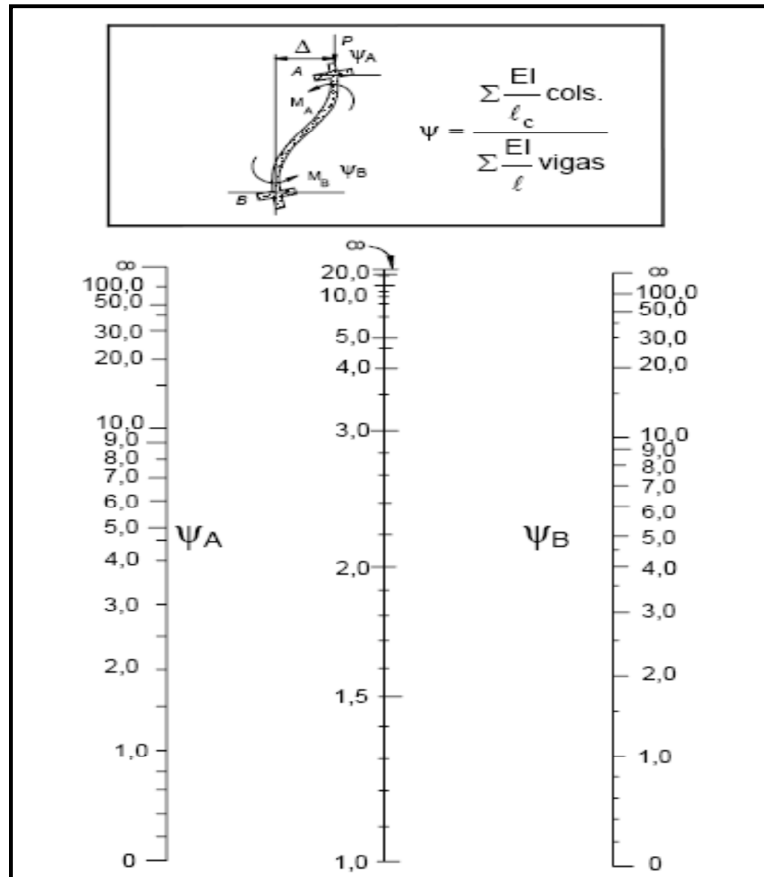
La armadura es constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

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

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

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

**Figura N° 5 Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)**



*Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado*

### Excentricidad mínima de cálculo

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

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

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

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

### **Armaduras longitudinales**

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

a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar su pandeo.

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

### **Cálculo de las armaduras**

#### **Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial**

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

$$\gamma_m N_d = 0,85 f_{cd} b h + A_s f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \quad 1,15$$

Despejando  $A_s$  de la ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_m N_d - 0,85 f_{cd} b h}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

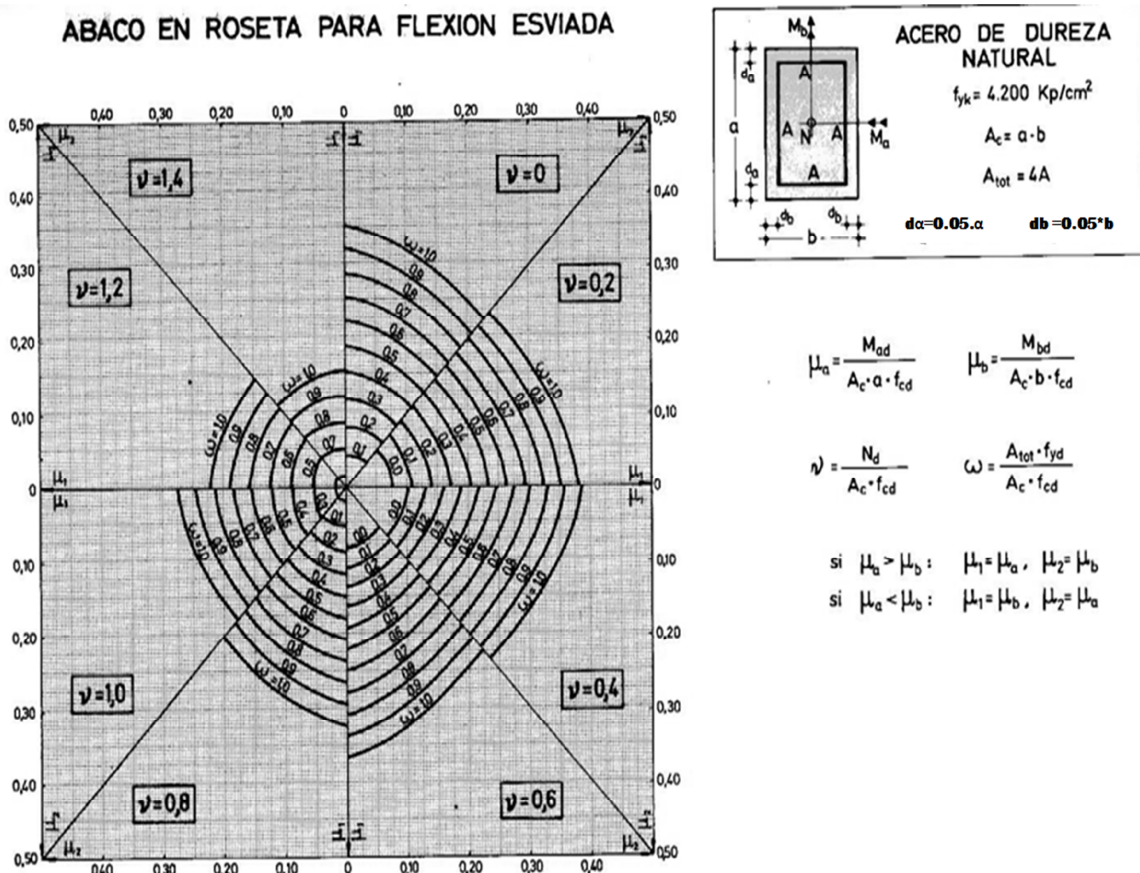
$$A_s = 0,008 A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 A_c$$

Para piezas con pandeo se calculara la armadura longitudinal con el abaco de flexión esviada

Figura N° 6



Fuente: Jiménez Montoya (anexos)

## Cuantías límites

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

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

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

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

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

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

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

Donde:

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

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

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

$N_d$ =Esfuerzo axial de cálculo

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

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

## Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los

esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

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

$$S \leq b_e$$

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

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

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

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

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

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

### **Cálculo de las armaduras**

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

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

El diámetro del estribo será:

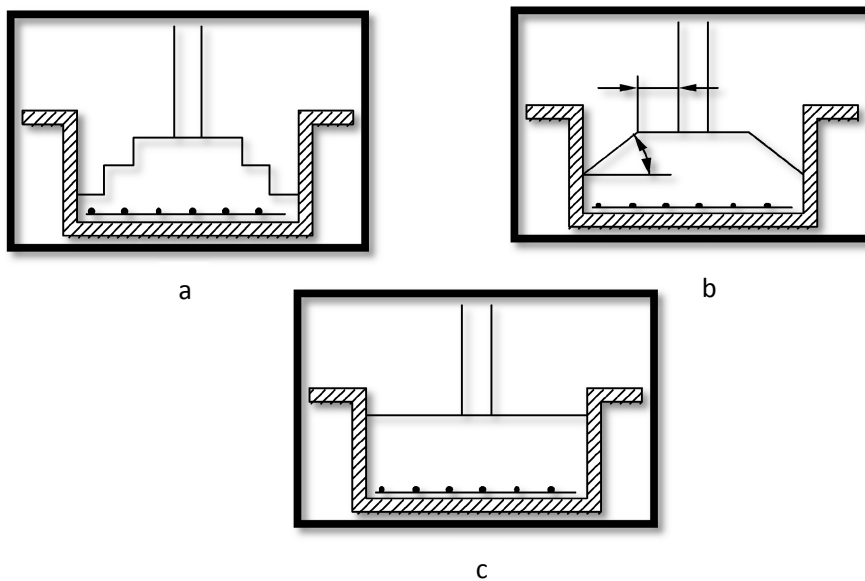
$$\phi_{Estribo} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \phi_{de\ la\ armadura\ longitudinal} \\ 6\ mm \end{array} \right.$$

**Para atender la necesidad del cálculo**

### 2.3.2.3. ZAPATAS CORRIDAS

Se entiende por zapata corrida aquella que recibe una carga lineal (en realidad distribuida en una faja estrecha de contacto con un muro), y eventualmente un momento flector transmitido por el muro.

**Figura N° 7 Zapatas corridas**



*Fuente: cálculo de estructuras de cimentación - calavera*

Las Zapatas escalonadas (Fig. 7 a) aunque supone una economía apreciable de hormigón, no se usan hoy en día debido a que requieren encofrado y hormigonado costosos, que hacen que en conjunto resulten caras. La solución de canto variable (fig. 7 b) si  $30^\circ$  y se emplea un hormigón relativamente seco, puede ser construida sin encofrado, aunque la compactación del hormigón es siempre deficiente en este caso y la vibración imposible lo cual hace que deba contarse siempre con una resistencia real baja del hormigón.

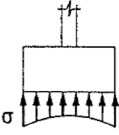
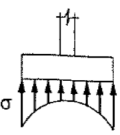
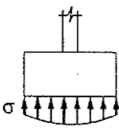
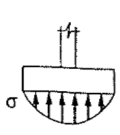
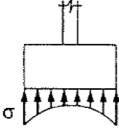
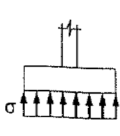
Es una solución que solo suele emplearse en grandes cimientos. En otro caso la solución de canto constante (fig. 7 c) es siempre preferible, técnicamente mejor y económicamente más interesante, pues aunque mayor volumen de hormigón este se coloca en obra y compacta muy rápida y fácilmente.

### Distribución de Presiones

La distribución real de presiones de la zapata sobre el suelo, y por lo tanto las reacciones de este, constituyen un tema complejo que depende de muchas variables, en particular de la rigidez de la zapata y de las características tensión-deformación del suelo.

Un resumen simplificado, es el mostrado en la tabla siguiente:

**Figura N° 8**

DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN ZAPATAS <sup>1</sup>		
TIPO DE SUELO	TIPO DE ZAPATA	
	RÍGIDA	FLEXIBLE
COHESIVO		
GRANULAR		
ROCA		

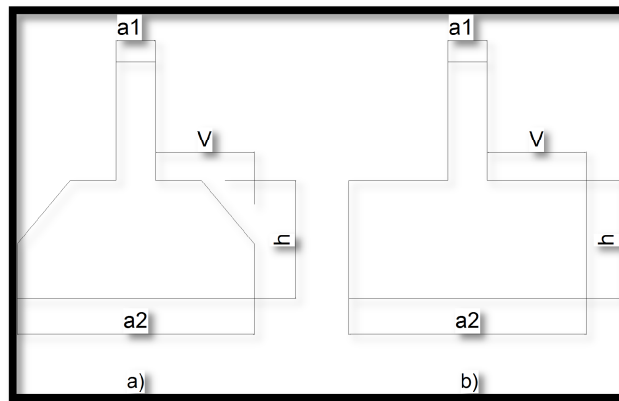
*Fuente: cálculo de estructuras de cimentación - calavera*

Sin embargo, para el caso de cimientos corridos y aislados, con los vuelos usualmente empleados, la práctica universal es aceptar una distribución uniforme de presiones.

## Zapatas corrida rígidas

### Método discretizado de bielas y tirantes

Figura N° 9



Elaboración Propia

a) La figura 9-a) se indica el caso de zapata sometida a carga centrada,  $N_d$ , con su descomposición en el esquema de bielas y tirantes.

$$\text{En este caso } N_{ld} = \frac{N_d}{2} \text{ y } R_{ld} = \frac{a_2}{2} \cdot \sigma_{ld} = \frac{a_2}{2} \cdot \frac{N_d}{a_2} = \frac{N_d}{2}$$

Como  $x = \frac{N_d}{4}$ , es inmediato deducir la fuerza en el tirante:

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} = \frac{\frac{N_d}{8}}{0.85 d} (a_2 - a_1)$$

Con  $f_{yd} = 400 \text{ N/mm}^2$

Si la compresión del muro sobre la zapata es admisible, la compresión en las bielas no necesita comprobación.

Con este método de cálculo, la longitud de anclaje  $l_d$  debe desarrollarse a partir del punto

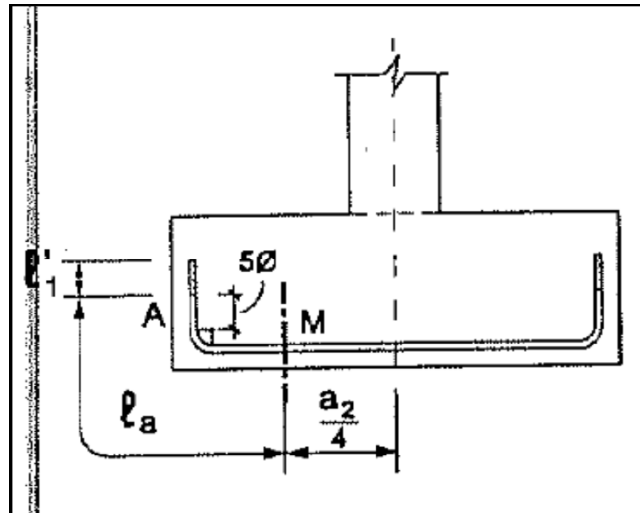
M. Pueden presentarse varios casos:

- Si  $\frac{a_2}{4} - 70 < l_b$ , basta la prolongación recta
- Si  $0.7 l_b - \frac{a_2}{4} < l_b$ , basta la terminación en patilla
- Si  $\frac{a_2}{4} - 70 < 0.7 l_b$ , es necesario disponer una prolongación recta  $l_1$

$$l_1 = l_b - \frac{\frac{a_2}{2} - 70}{0.7}$$

(Longitudes en mm),  $l_b$  es la longitud básica de anclaje en mm.

**Figura N° 10**



Fuente: cálculo de estructuras de cimentación - calavera

b) En el caso de presiones sobre el suelo linealmente variables, la tensión  $T_d$  del tirante no es constante de lado a lado y es necesario completar la celosía con bielas adicionales. Una posible solución es al indicada en figura 11-b),  $x_1$  debe ser la abscisa del c.d.g. del bloque de tensiones ABC, C y

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} - 2 \frac{M_d}{a} = N_{1d}$$

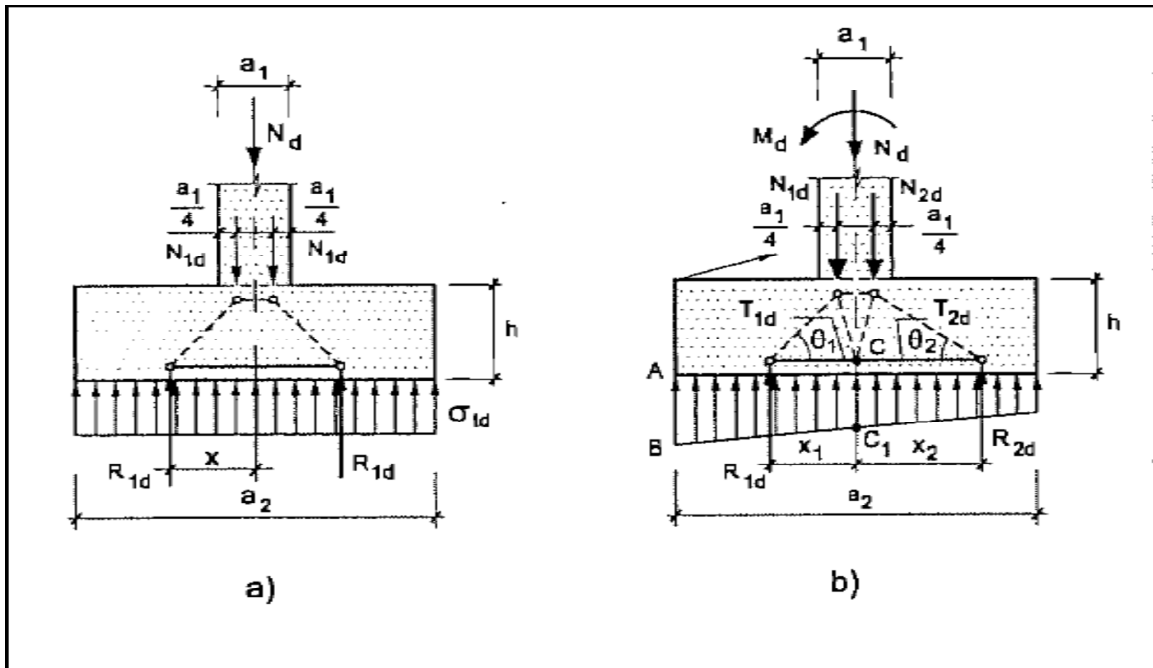
En cualquier caso

$$x_1 \cdot R_{1d} + x_2 \cdot R_{2d} = M_d$$

Y suponiendo armadura constante de lado a lado de la zapata

$$T_{2d} = A_s \cdot f_{yd} = \frac{\left(\frac{N_d}{2} + 2 \frac{M_d}{a}\right)}{0.85 d} (x_1 - 0.25 a)$$

Figura N° 11



Fuente: cálculo de estructuras de cimentación - calavera

### Calculo a esfuerzo cortante

La instrucción EHE no especifica ninguna comprobación de este tipo. En nuestra opinión si  $v > h$ , el funcionamiento claro del sistema de bielas hace innecesaria tal comprobación, pues elimina ese modo de fallo.

Si  $h < v < 2h$ , se está en un campo de transición gradual de la zapata rígida a la flexible, y conviene en ese caso realizar la comprobación de acuerdo con el método que más adelante se expone para zapatas flexibles.

### Caso particular de las zapatas sobre roca

Cuando el valor de  $\sigma_t$  supere  $1.5 \text{ N/mm}^2$  conviene para este tipo de zapatas disponer la armadura horizontal.

## **2.4. CÓMPUTOS MÉTRICOS.**

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- a.- establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- b.- determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de formulas geométricas, computar es entonces medir, cómputo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

El cómputo métrico supone el conocimiento de los procedimientos constructivos de la práctica y su éxito depende en gran medida de una experiencia sólida. El trabajo de medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la obra misma, o sobre los planos.

## **2.5. PRESUPUESTO.**

Una vez analizados todos los componentes o ítems del presupuesto del proyecto, es necesario prepara el presupuesto definitivo, la forma de presentación de los presupuestos que se verá en este punto, es un ejemplo de cómo es se realiza el presupuesto final.

Es por eso que los precios unitarios tiene una gran importancia en lo que se refiere al presupuesto de una obra, puesto que los precios unitarios tienen que estar de acuerdo a la realidad del proyecto, es decir, tiene que tener una racionalidad de precios en relación al proyecto.

### **3. INGENIERIA DEL PROYECTO**

#### **3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

Una vez realizado el levantamiento topográfico, y determinadas las coordenadas Norte, Este y cota de puntos sobre la superficie del terreno, se procedió a la elaboración del plano acotado.

Como las curvas de nivel son líneas que unen los puntos de cotas enteras de igual elevación, y en el trabajo de campo difícilmente se obtienen las cotas enteras, es necesario recurrir a un proceso de *interpolación lineal* entre puntos consecutivos, para ubicar dentro del plano acotado los puntos de igual elevación.

El proceso de interpolación, como se mencionó anteriormente, es un proceso de interpolación lineal, ya que en la determinación de detalles se toman las cotas de los puntos de quiebre del terreno, por lo que la cota o elevación del terreno varía uniformemente entre un punto y otro.

Finalmente, determinada la ubicación de los puntos de igual elevación, procedemos a unirlos por medio de líneas continuas completando de esta manera el plano a curvas de nivel.

Entre los métodos más comunes y prácticos de interpolación para la ubicación de las “cotas enteras”, tenemos: El método analítico y el método gráfico.

En el presente proyecto la modelación del plano topográfico se realizó con el programa Auto Cad Land Desktop 2009 el cual está basado en los principios de topografía ya descritas.

Del plano topográfico obtenido se puede concluir que el terreno de emplazamiento presenta características de planicie con muy pocas variaciones de cota, dado que el desnivel más alto es de 0.60 m, el área topográfica de emplazamiento de la obra es de 7091.375 m<sup>2</sup>.

#### **3.2. ANÁLISIS DE SUELO.**

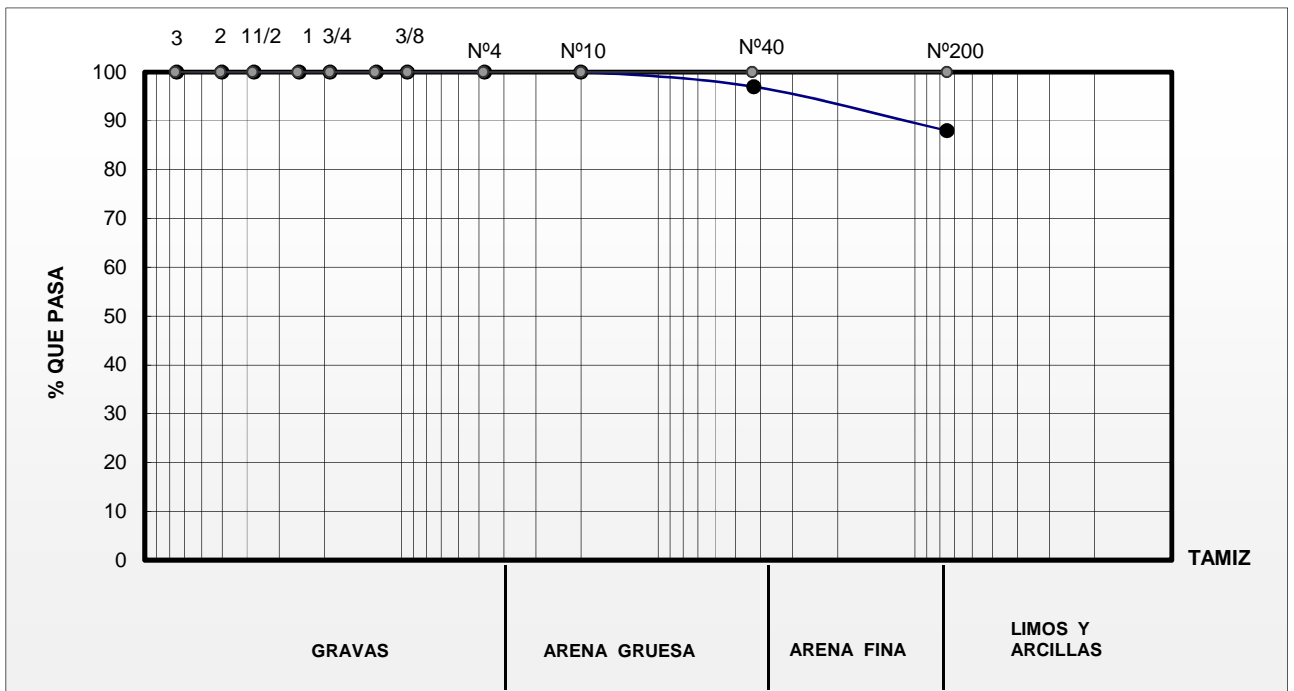
Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo del Cono Holandés en el área del proyecto. Dicho ensayo se realizó en una fosa, ubicada aproximadamente en medio del terreno, con una profundidad de 1.50 m por el motivo de que

se encontró un suelo casi consolidado y sabiendo que la estructura que se va a construir es de carácter liviano.

Se extrajo el material necesario para realizar todos los ensayos correspondientes.

Para la determinación de la granulometría del suelo se utilizó el método del lavado, ya que se cuenta con una muestra de material fino y llegando a obtener el siguiente resultado el cual nos ayudara a clasificar nuestro suelo.

**Figura N° 12 Curva Granulométrica.**



En la determinación de los LÍMITES DE ATTERBERG se obtuvo los siguientes resultados.

Límite Líquido (LL)	<b>31,3</b>
Límite Plástico (LP)	<b>17,9</b>
Índice de plasticidad (IP)	<b>13,4</b>
Índice de Grupo (IG)	<b>9</b>

La clasificación del suelo se realizó por dos métodos el **SUCS** y el **AASHTO**.

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
<b>SUCS:</b>	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
<b>AASHTO:</b>	A-6(9)	

La capacidad portante del suelo determinado después de realizar todos los ensayos es:

$$\sigma_{adm} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$$

### 3.3. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la GOBERNACION SECCION BERMEJO consta de los siguientes ambientes:

Salón de usos múltiples, salas de administración, salas de medicina, comedor.

### 3.4. ANÁLISIS, CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.4.1. Datos generales:

- Datos de la estructura de cubierta.

Norma Utilizada	AISC - LRFD
Material para la estructura de sustentación	Perfiles de Acero ASTM 36
Material de cubierta.	Teja Española (Duralit)
Resistencia de Fluencia de los perfiles.	2530 Kg/cm <sup>2</sup>
Sobre carga de uso	50 Kg/m <sup>2</sup>
Velocidad del viento	120 Km/h

- **Datos de estructura de hormigón armado:**

Norma a utilizar	Código Boliviano del Hormigón CBH 97
Resistencia Característica del H°A°	210 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia de Fluencia del Acero de Refuerzo	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Coeficientes de Minoración de las Resistencias	Hormigo $\gamma_H = 1,5$
	Acero $\gamma_s = 1,15$
Nivel de Control de Ejecución	Normal
Coeficiente de mayoración de cargas	$\gamma = 1,6$

- **Datos de estructura de muros.**

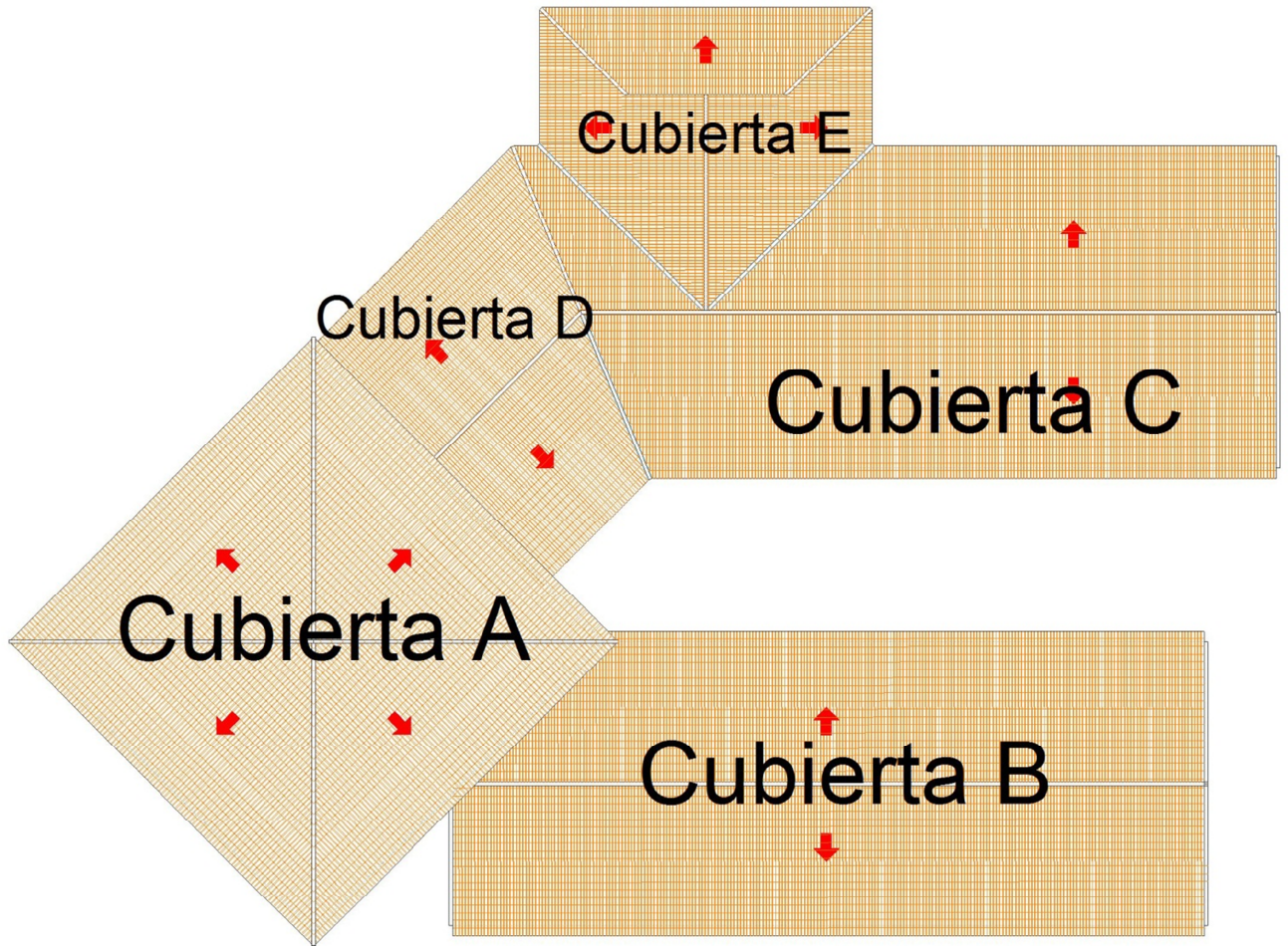
Norma a Utilizar	CIRSOC 501 - 501E
Resistencia de Mampostería	2,5 Mpa
Material	Ladrillo Gambote (12x6x24 cm)
Mortero	Cemento y Arena

**3.4.2. Estructura de sustentación de cubierta.**

El diseño de la cubierta fue realizada con perfiles metálicos ASTM 36 siguiendo el manual de diseño AISC – LRFD.

A continuación se presenta de la disposición de cubierta ya que de acuerdo a la notación se realizara un resumen de los perfiles diseñados con el programa SAP-2000 v11.

Figura N° 13 Vista de Cubiertas



Fuente: Elaboración propia

## Diseño de correas

### Análisis de Cargas:

Los estados de carga a considerar para el presente diseño son las que se describirán a continuación:

#### Cargas Muertas:

- a) Peso Propio de la correa.- Es el peso de la correa a diseñar para una primera tentativa se toma un porcentaje de la carga muerta.
- b) Peso propio de la teja.- es el peso del material de cubierta, para nuestro caso será el peso de una teja duralit.

#### Cargas Vivas:

- a) Presión de Viento.- La presión del viento será calculado en función a la velocidad básica correspondiente al lugar de diseño 120 Km/hr para el municipio de Bermejo. en cubiertas el efecto de la presión del viento se analiza en dos situaciones que son el barlovento y el sotavento para ello se cuenta con coeficientes de minoración que se están en función del Angulo de inclinación de la cubierta.

La ecuación para determinar dicha presión es:

$$P = q \cdot c \quad q = 0,0484 \cdot V^2$$

Donde:

P: es la presión del viento en (N/m<sup>2</sup>)

q: Presión en función del viento (N/m<sup>2</sup>)

c: Coeficiente que depende de la inclinación de la cubierta.

VALORES DEL COEFICIENTE C		
Valor de $\theta$ en grados	C1	C2
0	-0,5	-0,27
10	-0,5	-0,27
20	-0,5	-0,27
25	-0,1	-0,27
30	0,3	-0,27
35	0,36	-0,27
40	0,5	-0,27
45	0,65	-0,27
60	0,85	-0,27
70	0,85	-0,27
90	0,85	-0,27

Coeficientes para la presión de viento

$$C1 = -0,290$$

$$C2 = -0,27$$

Fuente: manual del grupo andino

- b) Sobrecarga de uso: Es la carga que se prevea para situaciones de mantenimiento de la cubierta la cual varia entre 50 a 80 Kg/m<sup>2</sup>

c) Carga de nieve y granizo: estas cargas no se consideran por la inexistencia en la zona de emplazamiento del proyecto.

**Datos:**

$P_p =$	13,8	$\text{Kg/m}^2$	Peso del material de la cubierta (teja Español duralit)
$S_c =$	50	$\text{Kg/m}^2$	Sobrecarga de uso
$h =$	2,5	m	Altura de la cercha a diseñar
$L =$	12	m	Luz de la cercha a diseñar
$S =$	4	m	Separación entre cerchas
$V =$	120	$\text{Km/hr}$	Velocidad del viento
$a =$	1,5	m	Separacion entre correas.
$\phi_b =$	0,9		Factor de resistencia
$F_y =$	2530	$\text{Kg/cm}^2$	Resistencia de fluencia del perfil
$F_y =$	36	$\text{Ksi}$	Resistencia de fluencia del perfil

Con los datos de entrada podemos calcular el angulo de inclinacion para asi obtener los coeficientes para la carga de presion del viento

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{\frac{L}{2}} = 22,620^\circ$$

$$q = 0,0484 V^2 = 696,96 \text{ N/m}^2 \Rightarrow 71,046 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_1 = q \quad C_1 = -20,632 \quad \text{Para Varlovento}$$

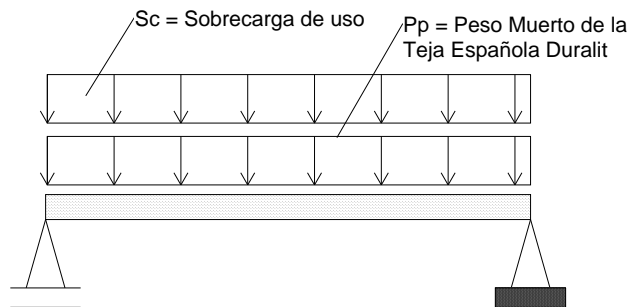
$$P_2 = q \quad C_2 = -19,182 \quad \text{Para Sotavento}$$

En vista de que las dos presiones calculadas son de signo negativo nos indica que para la inclinacion de la cubierta la presion del viento provoca solamente succion por lo cual no se tomara en cuenta para las cargas desfavorables a la estructura pero si se tomara en consideracion para el diseño de las uniones.

Para idealizar las cargas sobre la correa se multiplicaran las cargas por el ancho efectivo de las correas.

$$P_p = 20,7 \quad \text{Kg/m}$$

$$S_c = 75 \quad \text{Kg/m}$$



Como las correas trabajan a flexion esviada descompone con el angulo ya calculado.

$$\begin{aligned}
 P_{px} &= P_p \cos = 19,108 & C_{sx} &= C_s \cos = 69,231 \\
 P_{py} &= P_p \sen = 7,962 & C_{sy} &= C_s \sen = 28,846 \\
 q_{cx} &= q_c \sen = 4,077 & q_{cy} &= q_c \cos = 9,785
 \end{aligned}$$

**Diseño a Flexion:**

El diseño a flexion se realizara mediante la norma LRFD.

Las ecuaciones a verificar son las siguientes:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1$$

Donde:

M<sub>ux</sub>: Momento flexionante por carga factorizada respecto al eje x

M<sub>uy</sub>: Momento flexionante por carga factorizada respecto al eje y

M<sub>nx</sub>: Resistencia nominal respecto al eje x

M<sub>ny</sub>: Resistencia nominal con reesoecto al eje y

φ<sub>b</sub>: Factor de resistencia para flexion en vigas.

Determinacion del moment factorizado en cada direccion:

$$M_{ux} = 1,2 \frac{P_{px} L^2}{8} + 1,6 \frac{S_{cx} L^2}{8} = 27718,154 \text{ Kg*cm}$$

$$M_{uy} = 1,2 \frac{P_{py} L^2}{8} + 1,6 \frac{S_{cy} L^2}{8} = 13489,846 \text{ Kg*cm}$$

Elejimos el mayor de los dos mmentos calculados para seleccionar un perfil.

$$M_{ux} \leq \phi_b M_{nx} \implies Z \frac{M_{ux}}{\phi_b F_y} = 1217,310 \text{ cm}^3$$

Elegimos una seccion aon mayor modulo de seccion al calculado.

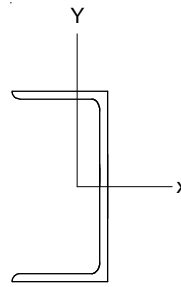
**Perfil: C 4 X 5**

**Propiedades de la seccion:**

A =	13,5	cm <sup>2</sup>	h =	10	cm
Pc =	10,6	Kg/m	bf =	5	cm
Zx =	49	cm <sup>3</sup>	tf =	0,85	cm
Zy =	16,21	cm <sup>3</sup>	tw =	0,6	cm
r <sub>x</sub> =	3,91	cm	x <sub>1</sub> =		
r <sub>y</sub> =	1,47	cm	x <sub>2</sub> =		

**Clasificación del perfil:**

- si  $\lambda < \lambda_p$  Sección Compacta
- si  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$  Sección No Compacta
- si  $\lambda > \lambda_r$  Sección Esbelta



Patin:

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = 5,882 \quad \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = 10,833 \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y-10}} = 27,652$$

Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 16,667 \quad \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 106,667 \quad \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}} = 161,667$$

El Perfil es compacto tanto en patin como en alma.

De las tablas de perfil se obtienen los siguientes valores de  $L_p$  y  $L_r$ :

$$L_p = 4,75 \text{ m} \quad L_b = 4 \text{ m}$$

$$L_r = 3,78 \text{ m}$$

Si  $L_b < L_p$   $M_n = M_p = F_y Z_x$

si  $L_p < L_b < L_r$   $M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] M_p$

Si  $L_b < L_r$   $M_n = M_{cr} M_p$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w}$$

Para nuestro caso se cumple la primera condición y las ecuaciones a aplicar son:

$$M_n = F_y Z_x = 111573 \text{ Kg*cm}$$

$$M_y = F_y Z_y = 36910,17 \text{ Kg*cm}$$

Ecuacion de verificacion:

$$\frac{M_{ux}}{b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{b M_{ny}} \leq 1 \quad \frac{M_{ux}}{b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{b M_{ny}} = 0,6139$$

Seccion Elejida	OK
--------------------	----

### Diseño a tracción

Datos de entrada

Los datos entrada para el diseño de elementos a tracción son los descritos a continuación

L: Longitud del elemento estructural que esta solicitado a tracción.

$q_d = p_u$ : Carga factorizada resultado del análisis estático de la estructura de cubierta.

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del material a utilizar para el diseño de la estructura.

$F_r$ : Esfuerzo de rotura del material a utilizar para le diseño de la estructura.

E: Modulo de elasticidad del material utilizado.

K: Constante de empotramiento en función a la condición de apoyo en los extremos

### Datos

$P_u =$	3957	Kg	$F_y =$	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
$L =$	640	cm	$F_u =$	4080	Kg/cm <sup>2</sup>
$\phi_{t1} =$	0,9		$\phi_{t2} =$	0,75	
$K =$	1				

Determinación de  $A_g$  y  $A_e$ , son el área bruta y el área efectiva de la sección a diseñar para la sollicitación en la barra a tracción.

$$A_{g \text{ requerida}} = \frac{P_u}{0,9 * F_y} = 1,738 \text{ cm}^2$$

$$A_{e \text{ requeriga}} = \frac{P_u}{0,75 * 0,85 * F_u} = 1,521 \text{ cm}^2$$

$\left. \begin{array}{l} 1,738 \text{ cm}^2 \\ 1,521 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} 0,869 \text{ cm}^2$

$$r_{\min} = \frac{K * L}{300} = 2,133 \text{ cm}$$

Con el mayor de las dos áreas calculadas y el radio de giro mínimo seleccionamos un perfil de las tablas de perfiles laminados.

Perfil Seleccionado 2L 3X2X3/16

**Propiedades del perfil**

$A_g =$	5,8 cm <sup>2</sup>	$I_x =$	34,96 cm <sup>4</sup>
$t =$	0,476 cm	$I_y =$	12,9 cm <sup>4</sup>
$r_{min} =$	1,47 cm	$d =$	0,9525 cm
$X_{cen} =$	1,19 cm	$r_x =$	2,46 cm
$Y_{cen} =$	2,46 cm		

**Propiedades Del Perfil Compuesto**

$I_x =$	69,920 cm <sup>4</sup>
$I_y =$	58,006 cm <sup>4</sup>

$$r_x = 2,460 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{2A_b}} = 2,236 \text{ cm}$$

Verificamos la sección seleccionada.

Primera Verificación:

$$\left. \begin{aligned} N_d &\leq \phi_{t1} * F_y * A_g \\ N_d &= 3957 \text{ Kg} \\ \phi_{t1} * F_y * A_g &= 26413,2 \text{ Kg} \end{aligned} \right\} \text{ OK}$$

Segunda Verificación:

$$\left. \begin{aligned} N_d &\leq \phi_{t2} * F_u * A_e \quad A_e = 9,86 \text{ cm}^2 \\ N_d &= 3957 \text{ Kg} \\ \phi_{t2} * F_u * A_e &= 30171,6 \text{ Kg} \end{aligned} \right\} \text{ OK}$$

Tercera Verificación:

$$\left. \begin{aligned} \frac{K * L}{r_{min}} &\leq 300 \\ \frac{K * L}{r_{min}} &= 286,202 \end{aligned} \right\} \text{ OK}$$

## Diseño a compresión

Datos de Entrada Para el diseño a Compresión.

L: Longitud real del elemento estructural que esta solicitado a compresión.

$q_d = p_u$ : Carga factorizada resultado del análisis estático de la estructura de cubierta.

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del material a utilizar para el diseño de la estructura.

$F_r$ : Esfuerzo de rotura del material a utilizar para el diseño de la estructura.

E: Modulo de elasticidad del material a emplear para el diseño.

K: Factor de longitud efectiva "1" para elementos articulados en los extremos.

### Datos:

$P_u =$	12500 Kg	$F_y =$	2530 Kg/cm <sup>2</sup>
$L =$	400 cm	$F_u =$	4080 Kg/cm <sup>2</sup>
$\phi =$	0,85	$E =$	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>
$K =$	1		

La ecuación que debe satisfacer para un diseño a compresión es:

$$N_d \leq \phi * F_{cri} * A \quad \frac{K * L}{r_{min}} \leq 200$$

donde  $F_{cri}$  se calcula para diferentes situaciones de diseño ya sea para columnas largas o intermedias.

Columna Intermedia:

$$\lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cri} = 0.658^{\lambda_c} * F_y$$

Columna Larga:

$$\lambda_c > 1.5$$

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

De las ecuaciones de verificación se puede despejar el área necesaria para un  $\lambda_c = 1,5$

$$\lambda_c = 1,5$$
$$F_{cri} = 1350,390$$
$$A \geq \frac{N_d}{\phi * F_{cri}} = 10,890 \text{ cm}^2$$

Para un solo angular será

$$A = 5,445 \text{ cm}^2$$

Con esta área se busca en tablas un perfil con mayor sección.

Perfil seleccionado. **2 L 6 X 4 X 3/8"**

**Propiedades de la Sección Seleccionada**

A =	23,28 cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> =	562	cm <sup>4</sup>
t =	0,9525 cm	I <sub>y</sub> =	204	cm <sup>4</sup>
r <sub>min</sub> =	2,24 cm	d =	0,9525	cm
r <sub>x</sub> =	4,9 cm	X <sub>cen</sub> =	2,39	cm
		Y <sub>cen</sub> =	4,93	cm

**Propiedades de la Sección Compuesta**

A =	46,560 cm <sup>2</sup>	r <sub>x</sub> =	4,900	cm
I <sub>x</sub> =	1124,000 cm <sup>4</sup>	r <sub>y</sub> =	4,120	cm
I <sub>y</sub> =	790,509 cm <sup>4</sup>			

Una vez calculada las propiedades de las sección compuesta se procede a realizar las verificaciones de la sección.

**1ra Verificación:**

$$\frac{K * L}{r_{min}} \leq 200$$

$$\frac{K * L}{r_{min}} = 97,076 \quad \text{OK}$$

**2da Verificación:**

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r_{min} * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1,073 \quad \text{Diseñar Como Columna Intermedia}$$

**Ecc. Columna Intermedia**

$$F_{cri} = 0.658^{\lambda_c} * F_y$$

**Ecc. Columna Larga**

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

$F_{cri} = 1614,955 \quad \text{Kg/cm}^2$
-------------------------------------------

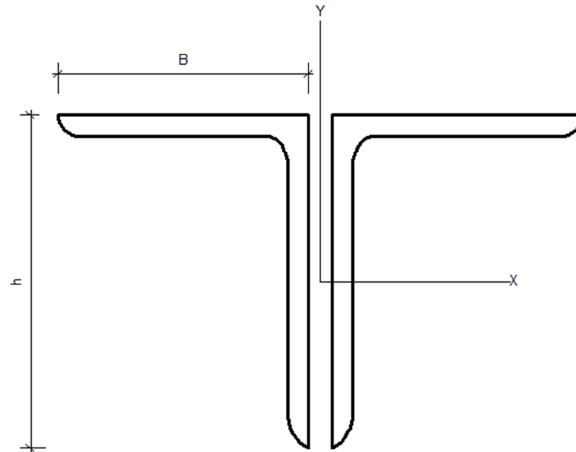
$$N_d \leq \phi * F_{cri} * A \longrightarrow \phi * F_{cri} * A = 63913,444 \text{ Kg}$$

**OK**

Si la sección elegida no satisfase las dos ecuaciones de verificación con el esfuerzo crítico calculado se obtiene una nueva área necesaria para el elemento estructural.

$$A \geq \frac{N_d}{\phi * F_{cri}} = \quad \text{OK} \quad \text{cm}^2 \quad \text{Área calculada para un angular}$$

Con esta área buscamos nuevamente un Perfil para ponerlos a verificación.



### Diseño de La Cuerda Inferior:

En la sección H1 de las especificaciones LRFD se dan las siguientes ecuaciones de interacción para perfiles sujetos simultáneamente a flexión y a tensión axial

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_t P_n} > 0,2 \quad \longrightarrow \quad \frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_t P_n} < 0,2 \quad \longrightarrow \quad \frac{P_u}{2 \phi_t P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Para el diseño de elementos a flexo tracción se requiere de los siguientes datos:

Mu =	199 Kg m	Fy =	2530 Kg/cm <sup>2</sup>
Pu =	2432 Kg	Fr =	4080 Kg/cm <sup>2</sup>
L =	5,3 m	Ø <sub>t1</sub> =	0,9
Lb =	0,5 m	Ø <sub>t2</sub> =	0,75
		Ø <sub>b</sub> =	0,9

con los datos de entrada se calculara el área necesaria para los dos tipos de sollicitación y se trabajara con la mayor sección de los encontrados.

**por carga axial**

$$A_{b \text{ nec}} = \frac{N_d}{\phi t_1 F_y} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{net nec}} = \frac{N_d}{\phi t_2 F_r} = 0,40 \text{ cm}^2$$

**Por flexión:**

$$Z = \frac{M_u}{b F_y} = 4,37 \text{ cm}^3$$

Con Z se entra en tabla de perfiles y se encuentra un área necesario.

$$A = 91,5 \text{ cm}^2$$

**Perfil seleccionado 2L 3x2x3/8**

Propiedades del perfil simple

h =	7,62 cm	Ag =	5,8 cm <sup>2</sup>
bf =	5,08 cm	Ix =	34,96 cm <sup>4</sup>
tf =	0,9525 cm	Iy =	12,9 cm <sup>4</sup>
hw =	7,43 cm	Zx =	0 cm <sup>3</sup>
tw =	0,476 cm	Zy =	0 cm <sup>3</sup>
rx =	2,46 cm	ry =	1,47 cm
d =	0,9525 cm	P =	4,57 Kg/m
Xcen =	1,19 cm	Ycen =	2,46 cm

Propiedades Perfil Compuesto.

h =	7,62 cm	Ag =	11,6 cm <sup>2</sup>
bf =	10,16 cm	Ix =	69,92 cm <sup>4</sup>
tf =	0,9525 cm	Iy =	58,01 cm <sup>4</sup>
hw =	7,43 cm	Zx =	45,86 cm <sup>3</sup>
tw =	0,952 cm	ry =	2,24 cm
rx =	2,46 cm	P =	4,57 Kg/m
d =	0,9525 cm	Ycen =	2,46 cm
Xcen =	0 cm		

Determinación de los esfuerzos resistentes:

**Por fuerza axial:**

$$\left. \begin{aligned} P_n &= t_1 F_y A_g = 26413,2 \text{ Kg} \\ P_n &= t_2 F_y A_g 0,85 = 30171,6 \text{ Kg} \end{aligned} \right\} 30171,6 \text{ Kg}$$

**Por Flexión:**

**Clasificación del perfil:**

si  $\lambda < \lambda_p$  Sección Compacta

si  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$  Sección No Compacta

si  $\lambda > \lambda_r$  Sección Esbelta

Patín:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 5,333 \quad \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = 10,836 \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}} = 27,660$$

Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 8,004 \quad \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 106,689 \quad \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}} = 161,700$$

El Perfil es compacto tanto en patín como en alma.

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} = 1,12 \text{ m} \quad L_b = 0,5 \text{ m}$$

Si  $L_b < L_p$   $M_n = M_p = F_y Z_x$

si  $L_p < L_b < L_r$   $M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$

Si  $L_b > L_r$   $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w}$$

Para nuestro caso se cumple la primera condición y las ecuaciones a aplicar son:

$$M_n = 0,9 F_y Z_x = 104414,7 \text{ Kg*cm}$$

Ecuación de verificación:

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} = 0,08$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} > 0,2 \quad \longrightarrow \quad \frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} < 0,2 \quad \longrightarrow \quad \frac{P_u}{2 \phi_t P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

0,042                      ≤                      1                      OK

Verificación al pandeo:

$$\frac{K L}{r_x} = 300 \quad \frac{K L}{r_x} = \frac{1 \cdot 375}{2,46} = 215,45 \quad \text{OK}$$

$$\frac{K L}{r_y} = 300 \quad \frac{K L}{r_y} = \frac{1 \cdot 50}{2,24} = 22,36 \quad \text{OK}$$

**Diseño de Elementos de arriostramiento en la parte inferior.**

El diseño a flexión se realizara mediante la norma LRFD.

Las ecuaciones a verificar son las siguientes:

$$\phi_b M_u \leq M_n$$

Donde:

Mu: Momento flexionante por carga factorizada.

Mn: Resistencia nominal por flexión.

$\phi_b$ : Factor de resistencia para flexión en vigas.

Determinación del momento factorizado en cada dirección:

**Datos:**

q =	15 Kg/m	Fy =	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
L =	4 m	Fr =	4080	Kg/cm <sup>2</sup>
Lb =	0,5 m	$\phi_b$ =	0,9	

$$M_u = 1,4 \frac{q L^2}{8} = 3600,000 \text{ Kg cm}$$

Con el momento calculamos el modulo de sección necesario.

$$M_u \quad 'b \quad M_n \quad \longrightarrow \quad Z \quad \frac{M_u}{'b \quad F_y} = 1,581 \quad \text{cm}^3$$

Elegimos una sección con mayor modulo de sección al calculado.

**Perfil: 2L 1 1/4 X 1 1/4 X 1/8**

**Propiedades de la sección:**

h =	3,17 cm	Ag =	1,97 cm <sup>2</sup>
bf =	3,17 cm	Ix =	1,83 cm <sup>4</sup>
tf =	0,32 cm	Iy =	1,83 cm <sup>4</sup>
hw =	2,85 cm	ry =	0,96 cm
tw =	0,32 cm	P =	1,55 Kg/m
rx =	0,96 cm	Ycen =	0,89 cm
d =	0,32 cm		
Xcen =	0,89 cm		

**Propiedades Perfil Compuesto.**

h =	3,17 cm	Ag =	3,94 cm <sup>2</sup>
bf =	6,34 cm	Ix =	3,66 cm <sup>4</sup>
tf =	0,32 cm	Iy =	8,00 cm <sup>4</sup>
hw =	2,85 cm	Zx =	5,93 cm <sup>3</sup>
tw =	0,64 cm	ry =	1,43 cm
rx =	0,96 cm	P =	1,55 Kg/m
d =	0,32 cm	Ycen =	0,89 cm
Xcen =	0 cm		

**Clasificación del perfil:**

si  $\lambda < \lambda_p$  Sección Compacta

si  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$  Sección No Compacta

si  $\lambda > \lambda_r$  Sección Esbelta

Patín:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} = 9,906 \quad \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = 10,836 \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}} = 27,660$$

Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 4,953 \quad \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} = 106,689 \quad \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}} = 161,700$$

El Perfil es compacto tanto en patín como en alma.

De las tablas de perfil se obtienen los siguientes valores de  $L_p$  y  $L_r$ :

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}} = 0,713 \quad L_b = 0,5 \quad m$$

$$\text{Si } L_b < L_p \quad M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$\text{si } L_p < L_b < L_r \quad M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad M_p$$

$$\text{Si } L_b < L_r \quad M_n = M_{cr} \quad M_p$$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w}$$

Para nuestro caso se cumple la primera condición y las ecuaciones a aplicar son:

$$M_n = F_y Z_x = 13501,927 \text{ Kg*cm}$$

Ecuación de verificación:

$$M_u \leq M_n$$

$$3600,000 \leq 13501,927$$

Sección Elegida	OK
-----------------	----

### Diseño de Placa de Apoyo.

Las placas de unión se diseñaran para las zonas de apoyo de la estructura de la cubierta siguiendo las especificaciones AISC-LRFD.

#### Datos de entrada:

#### Datos:

d =	5/8	pulg	
d =	1,588	cm	
e =	3/8	Plg	Espesos de la placa a diseñar
e =	0,9525	cm	
Pu =	9686,00	Kg	Carga de diseño para pernos

Distancias mínimas a los bordes en cualquier dirección:

$$s \geq 1 \frac{1}{4} \text{ in} = 3,20 \text{ cm}$$

$$s = 2 \frac{2}{3} d = 4,24 \text{ cm}$$

Resistencia Por Cortante Para un Tornillo.  $R_n = F_v * A_b$

Para el Tipo de Perno seleccionado a usar:  $R_n = 0,75 * 24 * A_b$

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = 1,979 \text{ cm}^2$$

$$\phi * R_n = 0,75 * 24 * A_b = 2504,892 \text{ Kg} \quad \text{para un tornillo}$$

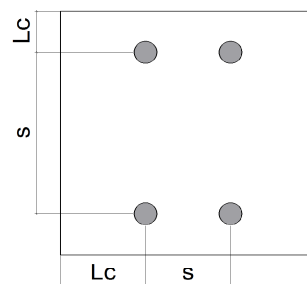
$$N^{\circ} \text{Pernos} = \frac{P_u}{R_n} = 4,00 \text{ Pernos}$$

#### Verificación de la placa:

Lc =	5	cm
s =	15	cm
Fu =	36	Ksi
2*d =	3,175	cm

$$\text{si } Lc \leq 2d \quad \phi R_n = 0,75 * (1,2 * Lc * t * Fu)$$

$$\text{si } Lc > 2d \quad \phi R_n = 0,75 * (2,4 * d * t * Fu)$$



$$\phi R_n = 0,75 (2,4 d t F_u) = 10848,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{array}{rcl} \phi R_n \text{ placa} & > & R_n \text{ total Pernos} \\ 10848,7 & > & 10019,6 \quad \text{OK} \end{array}$$

### Diseño de la Placa de Apoyo

La placa de base es de acero A36, el esfuerzo de diseño en el área de apoyo de la columna de Hormigón Armado, es mucho menor que la correspondiente a la base de acero de una columna, cuando las barras metálicas se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el hormigón la carga se transmite a través de la placa de acero que está ligada a la columna con cuatro pernos.

**Área de la placa base:** La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base casi cubre todo el área de la columna esta resistencia es igual a  $\phi (0.60 \text{ por aplastamiento del concreto})$  multiplicada por la resistencia nominal del concreto  $0.85 * f_c * A$

$$A = \frac{P_u}{\phi * 0.85 * f_c}$$

$$\begin{array}{rcl} P_u = & 4914 \text{ Kg} & \\ f_c = & 210 \text{ kg/cm}^2 & \\ \phi = & 0.6 & \end{array}$$

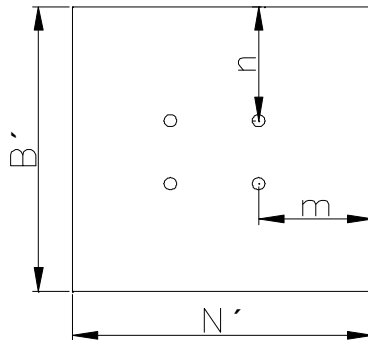
$A = 45,882353 \text{ cm}^2$
------------------------------

Sección Adoptada =

$$\begin{array}{rcl} B' = & 25 & \text{cm} \\ N' = & 25 & \text{cm} \end{array}$$

$A = 625 \text{ cm}^2$
------------------------

**Espesor de la placa:** Se toma en cuenta como si la placa estuviera en voladizo con las dimensiones n y m igualando al momento plástico de la placa de acero de la siguiente manera:



$$\frac{P}{N' * B'} * n * \frac{n}{2} = \frac{p * n^2}{2 * A' * B'} \quad \frac{P}{N' * B'} * m * \frac{m}{2} = \frac{p * m^2}{2 * A' * B'}$$

$$\phi * MP = \phi * C * \frac{t}{2} = fy * \frac{t}{2} * \frac{t}{2} = fy * \frac{t^2}{4}$$

Todos calculados para un ancho de un metro de placa.

Donde t es el espesor y  $\phi = 0.90$  igualando esta expresión con el momento máximo el valor de espesor puede ser:

$$\phi * fy * \frac{t^2}{4} = * \frac{P * m^2}{2 * A' * B'} \quad \phi * fy * \frac{t^2}{4} = * \frac{P * n^2}{2 * A' * B'}$$

$$\begin{aligned} m &= 5 \text{ cm} \\ n &= 5 \text{ cm} \\ fy &= 2530 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t = m * \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * fy * A' * B'}}$$

$$t = 0,41550959 \text{ cm}$$

$$t = n * \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * fy * A' * B'}}$$

$$t = 0,41550959 \text{ cm}$$

t =	0,9525 cm =	3/8	plg.
-----	-------------	-----	------

**Cercha principal.**

<b>Tabla de Diseño de Perfiles y Resumen de Datos AISC-LRFD 93 (Cercha Principal)</b>					
<b>Barra</b>	<b>Sección Diseñada</b>	<b>Relación de</b>	<b>Combinación</b>	<b>Esfuerzos de</b>	<b>Longitud</b>
	<b>(Comercial)</b>	<b>Trabajo</b>			
texto	texto	adimensional	texto	Kgf	m
1	2L4X6X3/8	1,00	DSTL2	-12217,76	4,09
2	2L6X4X3/4	0,84	DSTL2	-9762,38	4,09
3	2L4X6X3/8	0,95	DSTL2	-9761,73	4,36
4	2L4X6X3/8	0,95	DSTL2	-9761,73	4,36
5	2L6X4X3/4	0,84	DSTL2	-9762,38	4,09
6	2L4X6X3/8	1,00	DSTL2	-12217,76	4,09
7	2L2X3X3/8	0,79	DSTL1	833,43	3,75
8	2L2X3X3/8	0,79	DSTL1	833,43	3,75
9	2L3X5X1/4-3/8	0,82	DSTL2	-3183,25	4,00
10	2L3X5X1/4-3/8	0,82	DSTL2	-3183,25	4,00
11	2L2X3X3/8	0,79	DSTL1	833,43	3,75
12	2L2X3X3/8	0,79	DSTL1	833,43	3,75
13	2L3X2X3/16-3/8	0,15	DSTL2	3920,09	6,40
14	2L3X2X3/16-3/8	0,21	DSTL2	-1612,32	3,26
15	2L3X2X3/16-3/8	0,55	DSTL2	-2456,33	4,09
16	2L2X2X1/8-3/8	0,02	DSTL1	470,85	1,63
17	2L3X2X3/16-3/8	0,15	DSTL2	3920,09	6,40
18	2L3X2X3/16-3/8	0,21	DSTL2	-1612,32	3,26
19	2L3X2X3/16-3/8	0,55	DSTL2	-2456,33	4,09
20	2L2X2X1/8-3/8	0,02	DSTL1	470,85	1,63
21	PXX3	0,01	DSTL1	1944,23	5,00

Los tipos de cercha se muestran en los planos estructurales y las planillas restantes de las otras cerchas se presentaran en los anexos

**3.4.3. Vigas de Hormigón Armado:**

El cálculo de las vigas que componen las estructuras del proyecto, se calcularon por el programa computacional CYPECAD, introduciendo las reacciones de las cerchas sobre las vigas sobre las que se apoya.

La demostración manual se realizara para la viga más solicitada.

El diseño de vigas sometidos a flexión se realizara siguiendo la norma de diseño para hormigón armado de Bolivia CBH 87 , Los datos requeridos se describen a continuación:

**Datos:**

$F_{ck} =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo característico del H°
$F_{yk} =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de Fluencia del acero
$F_{cd} =$	140 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo reducido del H°
$F_{yd} =$	3652,17 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo reducido del Acero
$M_d =$	446000 kg·cm	Momento Factorizado Positivo
$r =$	2 cm	Recubrimiento
$b =$	20 cm	Base de la viga
$h =$	35 cm	Altura de la Viga
$L =$	5,75 m	Longitud de la Viga
$d =$	33 cm	Altura efectiva de la viga.

Con los datos de entrada procedemos a calcular el momento flector reducido el cual esta en función del momento factorizado y las propiedades de la sección y el material utilizado (H°A°)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0,146$$

Con el valor calculado se ingresa a la tabla de cunitas mecánicas y se obtiene el valor correspondiente al momento flector reducido tabla 13,3.

**Cuantía mecánica**  $w = 0,162$

De tablas se obtiene  $\mu_{lim}$  que el momento reducido limite, el cual nos permitirá saber si nuestra sección requiere de armadura de compresión de acuerdo a las condiciones:

$\mu_d < \mu_{lim} =$	No requiere armadura de compresión	} No requiere armadura de compresion
$\mu_d > \mu_{lim} =$	Requiere armadura de Compresión	

**Momento reducido Limite:**  $\mu_{lim} = 0,332$  Esta en función al tipo de acero

De tablas conseguimos el valor de la cuantía geométrica mínima el cual esta en función al topo de elemento a diseñar en nuestro caso para vigas.

$$w_{min} = 0,0033$$

**Armadura**

$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} =$	4,106	[cm <sup>2</sup> ]	} $A_s = 4,106$ [cm <sup>2</sup> ]
$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * d =$	2,178	[cm <sup>2</sup> ]	

**Número de barras:**

$\phi$ 6	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]= 0,283	$N^\circ = 14,510 \longrightarrow$	15
$\phi$ 8	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]= 0,503	$N^\circ = 8,164 \longrightarrow$	9
$\phi$ 10	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]= 0,785	$N^\circ = 5,231 \longrightarrow$	6
$\phi$ 12	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]= 1,1301	$N^\circ = 3,634 \longrightarrow$	4
$\phi$ 16	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]= 2,01	$N^\circ = 2,043 \longrightarrow$	3

De la planilla anterior podemos seleccionar una distribución de la armadura combinando los diferentes diámetros para así no poner demasiada armadura de excedencia

armadura	2 $\phi$ 16	$A_s = 5,1501$ [cm <sup>2</sup> ]
elegida:	1 $\phi$ 12	

$$\tau_{bu} = 0.9 * \sqrt{f_{cd}} = 10,65$$

$$lb_1 = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s_{calc}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s_{real}}} = 68,36$$

$$lb \geq \begin{cases} 0.3 * lb_1 = 20,51 & \text{cm} \\ 10 * \phi = 10 & \text{cm} \\ 15 \text{ cm} = 15 & \text{cm} \end{cases}$$

Longitud de Anclaje  $lb = 20,51$  cm

### *Diseño de Vigas de H°A°*

#### *Armadura Negativa*

El diseño de vigas sometidos a flexion se realizara siguiendo la norma de diseño para hormigon armado de Bolivia CBH 87 , Los datos requeridos se describen acontinuacion:

#### **Datos:**

$Fck =$	210 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo característico del H°
$Fyk =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de Fluencia del acero
$Fcd =$	140,000 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo reducido del H°
$Fyd =$	3652,17 kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo reducido del Acero
$Md =$	590000 kg·cm	Momento Factorizado Negativo
$r =$	2 cm	Recubrimiento
$b =$	20 cm	Base de la viga
$h =$	35 cm	Altura de la Viga
$L =$	5,75 m	Longitud de la Viga
$d =$	33 cm	Altura efectiva de la viga.

Con los datos de entrada procedemos a calcular el momento flector reducido el cual esta en en funcion del momento factorizado y las prpiedades de la seccion y el maerial utilizado (H°A°)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0,193$$

Con el valor calculado se ingresa a la tabla de cuntias mecanicas y se obtiene el valor correspondiente al momento flector reducido tabla 13,3.

**Cuantía mecánica**  $w = 0,224$

De tablas se obtiene  $\mu_{lim}$  que el momento reducido limite, el cual nos permitira saber si nuestra seccion requiere de armadura de compresion de acuerdo a las condiciones:

$$\begin{array}{l} \mu d < \mu_{lim} = \text{No requiere armadura de compresion} \\ \mu d > \mu_{lim} = \text{Requiere armadura de Compresion} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \mu d < \mu_{lim} \\ \mu d > \mu_{lim} \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{No requiere armadura} \\ \text{Inferior} \end{array}$$

**Momento reducido Limite:**  $\mu_{lim} = 0,332$  Esta en funcion al tipo de acero  
De tablas conseguimos el valor de la cuantia geometrica minima el cual esta en funcion al topo de elemento a diseñar en nuestro caso para vigas.

$$w_{min} = 0,0033$$

**Armadura**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5,663 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{s \min} = w_{min} * b_w * d = 2,178 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_s = 5,663 \quad [\text{cm}^2]$$

Número de barras:

$\phi$ 6	$A_s[\text{cm}^2]= 0,283$	$N^\circ= 20,009 \longrightarrow 21$
$\phi$ 8	$A_s[\text{cm}^2]= 0,503$	$N^\circ= 11,258 \longrightarrow 12$
$\phi$ 10	$A_s[\text{cm}^2]= 0,785$	$N^\circ= 7,214 \longrightarrow 8$
$\phi$ 12	$A_s[\text{cm}^2]= 1,1301$	$N^\circ= 5,011 \longrightarrow 6$
$\phi$ 16	$A_s[\text{cm}^2]= 2,01$	$N^\circ= 2,817 \longrightarrow 3$
$\phi$ 20	$A_s[\text{cm}^2]= 3,14$	$N^\circ= 1,803 \longrightarrow 2$

De la planilla anterior podemos seleccionar una distribucion de la armadura conuinando los diferentes diametros para asi no poner demaciada armadura de exedencia

armadura elegida:	$2 \phi 16$	$A_s = 6,03$	$[\text{cm}^2]$
-------------------	-------------	--------------	-----------------

**Armadura Transversal de la viga**

**Dato de entrada**

$b_w$	=	20	cm	Base de la viga
$h$	=	35	cm	Altura de la viga
$f_c$	=	210	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de diseño del Hormigón
$f_y$	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de diseño del Acero
$r$	=	2	cm	Recubrimiento
$f_{cd}$	=	140,0000	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo minorado del Hormigón
$f_{yd}$	=	3652,174	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo minorado del Acero
$d$	=	33	cm	Altura útil de la viga
$V_d$	=	4112	Kgf	Cortante mayorado

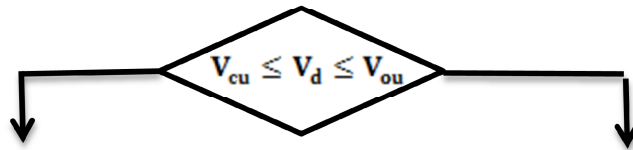
$$f_{vd} = 0.5\sqrt{f_{cd}} = 5,916 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 207,387 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 3904,613 \text{ Kgf}$$

si  $V_d \leq V_{cu} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} =$  **aplicar la segunda ecuación** cm<sup>2</sup>

cuando  $V_d \geq V_{cu} \Rightarrow V_{ou} = 0.3 * f_{cd} * b_w * d = 27720,00 \text{ Kg}$



$$A_{st} = \frac{V_{su} * s}{0,9 * d * f_{yd}} = 1,725 \text{ cm}^2$$

As para una pierna **1,72** cm<sup>2</sup>

As para dos piernas **0,862** cm<sup>2</sup>

		Número de barras:	
$\phi$ 6	As[cm <sup>2</sup> ]= 0,283	Nº= 3,047	→ 4
$\phi$ 8	As[cm <sup>2</sup> ]= 0,503	Nº= 1,714	→ 2
$\phi$ 10	As[cm <sup>2</sup> ]= 0,785	Nº= 1,098	→ 2
$\phi$ 12	As[cm <sup>2</sup> ]= 1,1301	Nº= 0,763	→ 1

Separación  $s = \frac{100}{N} = 25,00 \text{ cm}$

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

Separación Adoptado menor al calculado = **25** cm

Numero de barras para 3,85 m **385** cm

Nº estribos **16**

### 3.4.4. Diseño Columnas.

El diseño de columnas se realizó siguiendo la norma de diseño CBH 87 cumpliendo todas las especificaciones y recomendaciones, a continuación se realizara la verificación manual de para el pilar más crítico de la estructura.

#### Determinación de la armadura longitudinal.

Datos:

$$a = 25 \text{ cm} \quad M_{dx} = 0.74 \text{ t m} = 74000 \text{ Kg cm} \quad N_d = 5.27 \text{ t} = 5270 \text{ Kg}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad M_{dy} = 0.74 \text{ t m} = 74000 \text{ Kg cm}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210}{1.5} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} \cdot a \cdot b = 140 \cdot 25 \cdot 25 = 87500 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{5270}{87500} = 0.1$$

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{U_c \cdot a} = \frac{74000}{87500 \cdot 25} = 0.03$$

$$\mu_a = \frac{M_{bd}}{U_c \cdot a} = \frac{74000}{87500 \cdot 25} = 0.03$$

El mayor de los dos momentos reducidos será  $\mu_1$  y el menor  $\mu_2$  para entrar en los ábacos y determinar las cuantías mecánicas w:

$$\mu_1 = 0.03 \qquad \mu_2 = 0.03$$

Con estos valores se entra en el diagrama de roseta para secciones rectangulares con armadura en las cuatro esquinas y dos en las caras X e Y, y los resultados de las cuantías mecánicas son:

$$\text{Para } v = 0 \qquad w = 0.09 \qquad \text{Para } v = 0.20 \qquad w = 0.05$$

Interpolando entre estos valores resulta.

$$\text{Para } v = 0.1 \qquad w = 0.074$$

La capacidad mecánica de la armadura total será:

$$U_{total} = w \ U_c = 0.074 \ 87500 = 6475 \ Kg$$

$$A_{Total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = \frac{6475}{3652.17} = 1.8 \ cm^2$$

$$\text{Armadura en las esquinas } 4 \ \phi \ 12 \ mm \ \left. \vphantom{\text{Armadura}} \right\} \ A_{sr} = 4.52 \ cm^2 > A_{sc} = 1.8 \ cm^2 \ \text{OK}$$

### Verificación al pandeo

La ecuación a verificar en el pandeo de columnas es la siguiente.

$$\frac{e_x}{e_{xmax}} + \frac{e_y}{e_{ymax}} \leq 1$$

$$\text{Longitud de Pandeo.} \quad l_0 = \quad L = 565 \quad 1 = 565 \text{ cm}$$

En dirección X-X

$$\lambda_{gx} = \frac{l_0}{a} = \frac{565}{25} = 22.6$$

$$e_x = \frac{M_{bd}}{N_d} = \frac{74000}{5270} = 14.04$$

$$e_{fx} = \left[ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[ \frac{b + 20}{b + 10} \frac{e_x}{x} \right] * \frac{l_0^2 * 10^{-4}}{b}$$

$$e_{fx} = \left| 3 + \frac{3652.17}{3500} \right| * \left| \frac{25 + 20}{25 + 10} \frac{14.04}{14.04} \right| * \frac{565^2 \cdot 10^{-4}}{25} = 95.45$$

$$e_{ax} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{xmax} = \left| e_y + \frac{\beta}{a} \frac{b}{a} e_x \right| + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_{xmax} = \left| 14.04 + \frac{1}{25} \frac{25}{25} \frac{14.04}{14.04} \right| + 95.45 + 2 = 125.53$$

En la dirección Y-Y

$$\lambda_{gy} = \frac{l_o}{b} = \frac{656}{25} = 22.6$$

$$e_y = \frac{M_{ad}}{N_d} = \frac{74000}{5270} = 14.04$$

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

$$e_{fy} = \left| 3 + \frac{3652.17}{3500} \right| * \left| \frac{25 + 20}{25 + 10} \frac{14.04}{14.04} \right| * \frac{565^2 \cdot 10^{-4}}{25} = 95.45$$

$$e_{ay} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{ymax} = \left| \frac{a * e_y}{b} + \beta \frac{e_x}{e_x} \right| + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_{ymax} = \left| \frac{25}{25} \frac{14.04}{14.04} + 1 \frac{14.04}{14.04} \right| + 95.45 + 2 = 125.53$$

$$\frac{e_x}{e_{xmax}} + \frac{e_y}{e_{ymax}} \leq 1$$

$$\frac{14.04}{125.53} + \frac{14.04}{125.53} = 0.22 \leq 1 \text{ OK}$$

### **Armadura Transversal.**

La separación de la armadura transversal se determina de acuerdo a las recomendaciones que nos ofrece la Norma Boliviana del Hormigón Armado:

$$s \left\{ \begin{array}{l} 12 \\ 30 \text{ cm} \\ bc \end{array} \right.$$

Separación de la armadura transversal.

Para la columna en análisis cuyas dimensiones son 40 X 40 cm el diámetro mínimo de la armadura longitudinal es 12 mm dando una separación de:

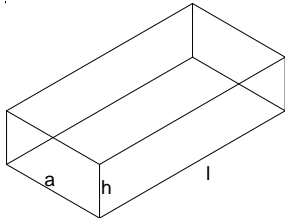
$$s \left\{ \begin{array}{l} 14.4 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Se asume una separación de los estribos será de 15 cm con  $\emptyset = 6$  mm ya que es la armadura mínima por norma.

En los anexos se resumirá las armaduras para todos los pilares.

### 3.4.5. Diseño de Muros Portantes

Para el diseño de los muros portantes se eligió el reglamento CIRSOC 501 E ya que el país no cuenta en una norma de diseño para este tipo de elementos estructurales. Los muros de mampostería estarán conformados por ladrillos gambote macizo cuyas características son las siguientes.



$$\begin{aligned} a &= 12 \text{ cm} \\ l &= 24 \text{ cm} \\ h &= 6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Las cargas que debe resistir el muro portante son la carga transmitida por la cercha, el peso propio de la viga de coronación y el peso propio del muro.

$q_{dc}$ : Carga de diseño mayorado que transmite la cercha al muro

$q_{dv}$ : Peso Propio de la viga de coronación.

$q_{dm}$ : Peso propio del muro de mampostería.

$$\begin{aligned} q_D &= 0,74 \text{ Kg/mm} \\ q_L &= 0,59 \text{ Kg/mm} \end{aligned}$$

Del plano arquitectónico se obtiene la longitud efectiva de diseño el cual es la longitud del muro sin presencia de huecos.

Propiedades mecánicas del muro:

$L_m =$	41000	mm	Longitud del muro.
$L_e =$	18400	mm	Longitud efectiva.
$e =$	240	mm	Espesor del muro.
$H =$	3400	mm	altura del muro.
$A_b =$	9840000	$\text{mm}^2$	Área bruta.
$A_n =$	4416000	$\text{mm}^2$	Área neta.

radio de giro

$$r = \frac{e}{\sqrt{12}} = 69,282 \text{ mm}$$

Calculamos la relación h/r para determinar la esbeltez del muro.

$$\frac{h}{r} = 49,07 \quad \text{mm}$$

La verificación que se realizara del muro de mampostería simple es:

$$\phi P_n \geq U$$

$\phi$ : Factor de reducción de la resistencia nominal  $\phi = 0,6$

$P_n$ : Resistencia nominal de la mampostería simple.

$U$ : Resistencia requerida de las cargas axiales mayoradas.

$$\text{si } \frac{h}{r} \leq 99 \quad P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{140 r} \right)^2 \right] \right\}$$

$$\text{si } \frac{h}{r} > 99 \quad P_n = 0,8 \left\{ 0,8 A_n f_m \left( \frac{70 r}{h} \right)^2 \right\}$$

Donde:

$A_n$ : Área neta de la sección transversal del muro ( $\text{mm}^2$ ).

$f_m$ : Resistencia característica a la compresión del muro de mampostería (Mpa).

$$f_m = 2,5 \quad \text{Mpa}$$

Determinación de  $P_n$ :

$$P_n = 6197420,4 \quad \text{N}$$

$$\phi P_n = 3718452,2$$

La resistencia requerida será:  $U = 1,2 D + 1,6 L$

$$U = 330683,33 \quad \text{N}$$

$$\phi P_n \geq U$$

$$3718452,2 \geq 330683,33$$

OK

### 3.4.6. Diseño de zapatas

Para este fin tomaremos en cuenta los esfuerzos y dimensiones de la columna N° 2 obtenidos del programa CYPE 2010.

$$\text{Esfuerzo normal} \quad N = 9800 \text{ kg}$$

$$\text{Momento flector en dirección x} \quad Mx = -30 \text{ kg m}$$

$$\text{Esfuerzo cortante en dirección x} \quad Hx = -80 \text{ kg}$$

$$\text{Lado de la columna en dirección X} \quad a = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Lado de la columna en dirección Y} \quad bo = 25 \text{ cm}$$

Datos del hormigón y del acero:

$$\text{Resistencia característica del H}^\circ \quad fck = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Resistencia característica del acero} \quad fyk = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Peso específico del H}^\circ \text{A}^\circ \quad \gamma_{H^\circ A^\circ} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Capacidad admisible del suelo} \quad \sigma_{adm} = 0.74 \text{ Kg/cm}^2$$

**Resistencias características reducidas:**

$$fcd = \frac{fck}{1.5} = \frac{210}{1.5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$fyd = \frac{fyk}{1.15} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

**Calculo del área necesaria:**

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \quad \sigma_{adm} \Rightarrow A = \frac{N'}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 N}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 \cdot 9800}{0.74} \Rightarrow A = 13905.41 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{6200.68} \text{ entonces } a = b = 117.92 \text{ cm}$$

Entonces las dimensiones de la zapata serán:

$$a = 125 \text{ cm} ; b = 125 \text{ cm}$$

**Verificación esfuerzos máximos:**

$$i_1 = \frac{N}{a} + \frac{6 M_x}{a b^2} + \frac{6 M_y}{a^2 b} < i_{adm}$$

$$i_1 = \frac{1.05}{125} + \frac{9800}{125} + \frac{6 (30)}{125} + \frac{100}{125^2} \Rightarrow i_1 = 0.67 \text{kg/cm}^2$$

$$0.67 \text{kg/cm}^2 < 0.74 \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

**Determinación del canto útil:**

$$fvd = 0.5 \sqrt{fcd} = 0.5 \sqrt{140} \Rightarrow fvd = 5.92 \text{kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 fvd}{\gamma_f \sigma_{adm}} = \frac{4 \cdot 5.92}{1.6 \cdot 0.74} \Rightarrow k = 20$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2(k-1)} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = \sqrt{\frac{25 \cdot 25}{4} + \frac{125 \cdot 125}{2 \cdot 20 - 1} - \frac{25 + 25}{4}}$$

$$d_1 = 11.10 \text{cm}$$

$$d_2 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} = \frac{2(125 - 25)}{4 + 20} \quad d_2 = 12.5 \text{cm}$$

$$d_3 = \frac{2(b - b_0)}{4 + k} = \frac{2(125 - 25)}{4 + 20} \quad d_3 = 12.5 \text{cm}$$

El canto útil mínimo es de 25cm según Artículo 58.8.1 (norma EH-91)

Con un recubrimiento de 5cm la altura de la zapata será  $h = 25 + 5 \quad h = 30 \text{cm}$

**Momentos corregidos:**

$$M_x^* = M_x + H_x \quad h = 30 + 80 \cdot 0.3 \Rightarrow M_x^* = 54 \text{kg} \cdot \text{m}$$

**Calculo del peso de la zapata:**

$$P_p = Vol \cdot \gamma_{H^2A^2} = 1.25 \cdot 1.25 \cdot 0.3 \cdot 2400 \Rightarrow p_p = 1125 \text{kg}$$

**Corrección del normal:**

$$N' = N + P_p = 9800 + 1125 \quad N'' = 10925 \text{kg}$$

### Esfuerzos en la zapata:

$$= \frac{N}{a} \pm \frac{6 M_x}{a b^2} \pm \frac{6 M_y}{a^2 b}$$

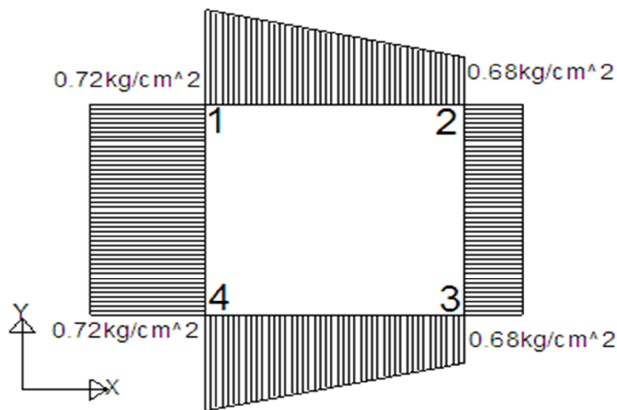
$$\sigma_1 = \frac{10925}{125} + \frac{6 \cdot 5400}{125 \cdot 125^2} = 0.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.8677 - 0.0261 = 0.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 1.8677 - 0.0261 = 0.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 1.8677 + 0.0261 = 0.72 \text{ kg/cm}^2$$

Diagrama de esfuerzos en la zapata:



Se puede notar que estos esfuerzos son menores al esfuerzo admisible  $\sigma_{adm} = 0.74 \text{ Kg/cm}^2$

### Determinación de la armadura a flexión:

En dirección X:

$$l_a = \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \quad a_0 = \frac{125 - 25}{2} + 0.15 \quad 25 \Rightarrow l_a = 53.75 \text{ cm}$$

Calculo de momentos:

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_4}{a} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a - l_a}$$

$$= (a - l_a) \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} = (125 - 53.75) \frac{0.72 - 0.68}{125} \Rightarrow = 0.0228 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \quad + \sigma_2 = 0.0228 + 0.68 \Rightarrow \sigma_a = 0.703 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del momento en la dirección “a”:

$$M_a = \frac{\sigma_a l_a^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) l_a}{2} \left( \frac{2}{3} * l_a \right)$$

$$= \frac{0.703 \cdot 53.75^2}{2} + \frac{(0.72 - 0.703) \cdot 53.75}{2} \left( \frac{2}{3} * 53.75 \right) \Rightarrow M_a = 1031.88 \text{kgcm}$$

$$M_{da} = 1.6 \cdot b \cdot M_a = 1.6 \cdot 125 \cdot 10542.15 \Rightarrow M_{da} = 206375.36 \text{kgcm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata ( $\mu_d$ ):

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{206375.36}{125 \cdot 25^2 \cdot 140} \Rightarrow \mu_d = 0.03$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura ( $\omega_s$ ).

Con  $\mu_d = 0.03$  tenemos por tablas que ( $\omega_s = 0.0310$ )

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot a \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0310 \cdot 125 \cdot 25 \cdot 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 3.714 \text{cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

Con  $f_{yk} = 4200 \text{kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot a \cdot d = 0.0018 \cdot 125 \cdot 25 \Rightarrow A_{smin} = 5.625 \text{cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será  $A_s = 5.625 \text{cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra  $\phi = 12 \text{mm}$ ;  $A_i = 1.131 \text{cm}^2$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_i} = \frac{5.625}{1.131} = 4.973 \Rightarrow 5 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{a - \#fe}{\#fe - 1} = \frac{(235 - 10) - 5 \cdot 1.2}{5 - 1} = 27.25 \Rightarrow s = 30 \text{cm}$$

**5  $\phi$  12mmc/30**

En dirección Y:

$$l_b = \frac{b - b_0}{2} + 0.15 \quad b_0 = \frac{125 - 25}{2} + 0.15 \quad 25 \Rightarrow l_b = 53.75 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0.72 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del momento de diseño en la dirección "b".

$$M_b = \frac{\sigma_b l_b^2}{2}$$
$$= \frac{0.72 \cdot 53.75^2}{2} \Rightarrow M_b = 1040.063 \text{ kgcm}$$

$$M_{db} = 1.6 \cdot b \cdot M_b = 1.6 \cdot 125 \cdot 1040.063 \quad M_{db} = 208012.500 \text{ kgcm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{208012.500}{125 \cdot 25^2 \cdot 140} \Rightarrow \mu_d = 0.030$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura ( $\omega_s$ ).

Con  $\mu_d = 0.030$  tenemos por tablas que ( $\omega_s = 0.0310$ )

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0310 \cdot 125 \cdot 25 \cdot 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 3.714 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 125 \cdot 25 \Rightarrow A_{smin} = 5.625 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será  $A_s = 5.625 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra  $\phi = 12 \text{ mm}$ ;  $A_1 = 1.131 \text{ cm}^2$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_1} = \frac{5.625}{1.131} = 4.974 \Rightarrow 5 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - \#fe}{\#fe - 1} = \frac{(125 - 10) - 5 \cdot 1.2}{5 - 1} = 27.25 \Rightarrow s = 30cm$$

**5 12mmc/30**

**Verificación al vuelco:**

$$\gamma_x = \frac{N}{M_x^*} \frac{a}{2} = \frac{10925}{5400} \frac{125}{2} \Rightarrow \gamma_x = 126.5 > 1.5 \text{ OK}$$

**Verificación al deslizamiento:**

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3}\varphi = \frac{2}{3} \cdot 30^\circ \Rightarrow \varphi_d = 20^\circ$$

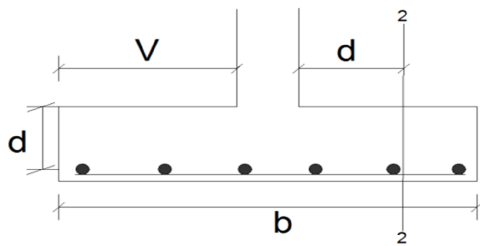
$$\gamma_s = \frac{(N + Pp) \tan \varphi_d}{Ha} \cdot 1.5$$

$$\gamma_{sx} = \frac{10925 \tan 20}{80} = 49.7 \Rightarrow 49.70 > 1.5 \text{ OK}$$

**Verificación al esfuerzo cortante:**

$$V_{d2} \leq f_{cd} \cdot d \cdot b$$

Resistencia convencional del hormigón:



$$V_{d2} = \sigma_t \cdot b(v - d)$$

$$v = 50cm ; d = 25cm ; b = 125cm$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{10925}{125 \cdot 125} \Rightarrow \sigma_f = 0.70kg/cm^2$$

$$V_{d2} = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d) = 0.70 \cdot 125 \cdot (50 - 25) \Rightarrow V_{d2} = 2187.50kg$$

$$f_{cv} = 0.12 \cdot \varepsilon \cdot (100 \cdot \varphi \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} \Rightarrow \varepsilon = 1.89$$

$$\varphi = \frac{A_s}{b d} = \frac{5.625 + 5.625}{125 \cdot 25} \Rightarrow \varphi = 3.600 \times 10^{-3}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20.601 \text{ MPa}$$

$$f_{cv} = 0.12 \cdot 1.89 \cdot (50 \cdot 3.600 \times 10^{-3} \cdot 20.601)^{\frac{1}{3}} \Rightarrow f_{cv} = 0.351 \text{ Nmm}^2$$

$$2187.50 < \frac{0.351 \cdot 100}{9.81} \cdot 25 \cdot 125$$

**2187.50 kg < 11181.19 kg OK'**

**Verificación al punzonamiento:**

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha M_d v}{J_c} \leq 2 f_{cv}$$

$$N_d = 10925 \text{ kg}$$

$$M_d = 54 \text{ kgm}$$

$$v = 50 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c1 + d}{c2 + d}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{25 + 25}{25 + 25}}} \Rightarrow \alpha = 0.40$$

$$J_c = \frac{125 \cdot 125^3}{12} \Rightarrow J_c = 20345052.08 \text{ cm}^4$$

$$P_c = (c1 + d) \cdot 2 + (c2 + d) \cdot 2 = (25 + 25) \cdot 2 + (25 + 25) \cdot 2 \Rightarrow P_c = 200 \text{ cm}$$

$$A_c = P_c \cdot d = 200 \cdot 25 \Rightarrow A_c = 5000 \text{ cm}^2$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{20.601^2} \Rightarrow 0.984 \text{ MPa} = 20.601 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{10925}{5000} + \frac{0.4 \cdot 54 \cdot 100 \cdot 50}{20345052.08} = 2.19 \text{ kg/cm}^2$$

**2.19 kg/cm<sup>2</sup> < 20.061 kg/cm<sup>2</sup> OK**

**Verificación a la adherencia:**

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 \frac{d}{n} \pi} < fbd = k \sqrt[3]{fcd^2}$$

$k = 0.95$  para zapatas rígidas

$$fbd = 0.95 \sqrt[3]{140^2} \Rightarrow fbd = 25.61 \text{ kg/cm}^2$$

En dirección X:

$$V_{da} = \gamma_f \left[ \sigma_a * l_b + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) l_b}{2} \right] : a$$

$$= 1.6 \left[ 0.703 \cdot 53.75 + \frac{(0.72 - 0.703) \cdot 53.75}{2} \right] : 125 \Rightarrow V_{da} = 7648.63 \text{ kg}$$

$$\tau_{ba} = \frac{7648.63}{0.9 \frac{25}{5} \frac{1.2}{\pi}} \Rightarrow \tau_{ba} = 18.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$18.03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 25.61 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

En dirección Y:

$$V_{db} = \gamma_f \left[ \sigma_b * l_a + \frac{(\sigma_4 - \sigma_b) l_a}{2} \right] : b$$

$$= 1.6 \left[ 0.72 \cdot 53.75 + \frac{(0.72 - 0.72) \cdot 53.75}{2} \right] : 125 \Rightarrow V_{db} = 7740 \text{ kg}$$

$$\tau_{ba} = \frac{7740}{0.9 \frac{25}{5} \frac{1.2}{\pi}} \Rightarrow \tau_{ba} = 18.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$18.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 25.61 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

### 3.4.7. Diseño de Zapatas Corridas:

Para el diseño de zapatas corridas se seguirá la reglamentación de la norma del H° A° de Bolivia CBH 98.

Los datos necesarios para el diseño son descritos a continuación.

$\sigma_{adm}$ : Resistencia admisible del suelo de fundación.

$F_y$ : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo.

$F_{ck}$ : Resistencia característica del Hormigón a utilizar.

$a_1$ : Espesor del muro que soporta la zapata corrida.

$q_d$ : Carga de diseño mayorada que actúa sobre la zapata.

$$\begin{aligned} q_d &= 3570 \text{ Kg/m} & F_{ck} &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{adm} &= 0,51 \text{ Kg/cm}^2 & a_1 &= 24 \text{ cm} \\ F_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \gamma_{H^\circ A^\circ} &= 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ L &= 43 \text{ m} \end{aligned}$$

A partir de los datos conocidos se procede a predimensionar la zapata redondeando el valor calculado a un entero superior ya que aun no se considero el peso propio de la zapata.

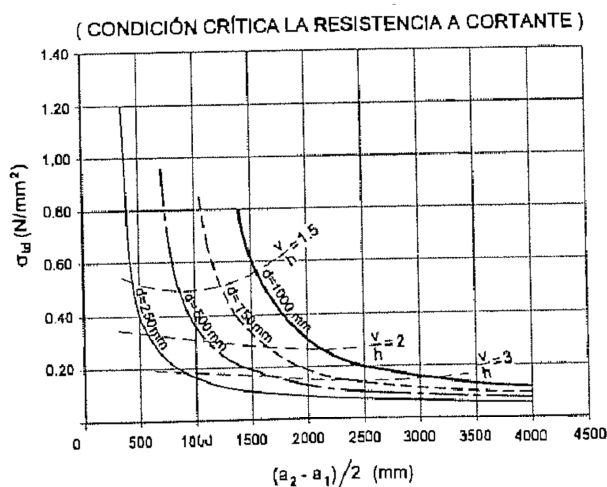
$$a_2 = \frac{q_d}{\sigma_{adm}} = 0,75 \text{ m} \quad 0,700$$

Con el ancho calculado se calcula el esfuerzo sobre la sección.

$$\sigma_{dt} = \frac{q_d}{a_2} = 4760,00 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 0,047 \text{ N/mm}^2$$

$$v = \frac{a_2 - a_1}{2} = 255 \text{ mm}$$

con estos dos valores se entra a la tabla para encontrar el canto efectivo de la zapata.



le la grafica se verifica que el canto efectivo es  $d = 25 \text{ cm}$  y asumiendo un ecubrimiento de  $5 \text{ cm}$  la altura total será  $h = 30 \text{ cm}$

y nuevamente calculamos la tensión definitiva sobre el terreno:

$$\sigma_t' = \frac{N}{a_2} + \gamma_{H^oA^o} h = 5480 \text{ Kg/m}^2$$

para el calculo a flexión, la sección de referencia donde se calcula el momento es a  $0,25 \cdot a_1$  establecido por la norma boliviana.

$$e = 0,25 a_1 = 6 \text{ cm}$$

$$v = \left( \frac{a_2 - a_1}{2} \right) = 25,5 \text{ cm}$$

$$M_d = \frac{N_d}{2 a_2} (v + e)^2 = 236,16 \text{ Kg m/m}$$

para el calculo de armadura

$$\mu = \frac{M_d}{f_{yd} b d^2} = 0,000103$$

de la tabla 13,3 se obtiene el valor de w:

$$w = 0,031$$

$$w_{\min} = 0,0018$$

$$\left. \begin{aligned} A_s &= w b_w d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2,971 \text{ cm}^2 \\ A_{s \min} &= w_{\min} b_w d = 4,5 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} 4,500 \text{ cm}^2$$

Disposición

$\phi$ 12	$A_s[\text{cm}^2]=$	1,1301	$N^o=$	3,982	4	C / m
	Separación	S =	30	cm		

### **3.4.8. Plan de Montaje de La estructura metálica.**

Para que la estructura de cubierta fusione de la mejor manera y adecuadamente se realizara un montaje tal que al término del mismo la estructura funcione tal como para la que fue diseñada, ya que por alguna anomalía en el montaje podría ocasionar situaciones no previstas en el diseño. Para evitar tales situaciones se deberá seguir un plan de montaje descrito a continuación.

Primeramente se realizara un replanteo de emplazamiento de los puntos de apoyo sobre las vigas con un instrumento preciso como una estación total, concluida esta tarea se procederá al armado de semi-cerchas in situ o en el taller, de modo que estén preparados y listos para su izado con el uso de una grúa hasta el nivel de la cubierta.

Ante del izado de las semi-cerchas se deberá colocar unos puntales de madera en los puntos de apoyo auxiliar los cuales se indican en el plano de montaje, estos servirán para soportar los tramos de las semi-cercha, ya que estas en un principio serán inestables por lo cual será obligado su apuntalado.

Una vez realizado el apuntalado adecuado, se procede a izar las semi-cerchas de modo que queden perfectamente ubicados en los puntos de apoyo sobre la viga como en los puntales auxiliares sobre los puntales donde serán sujetos por puntales laterales de modo que no se desestabilicen.

Seguidamente a ello se izara la segunda mitad de cada cercha para así formar las cerchas completas y realizar las respectivas uniones empernadas.

Al momento de unir con las partes restantes este pasara a formar una sistema conjunto y estable por lo cual ya no serán necesarios los puntales y serán retirados.

## CONCLUSIONES

Del presente proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CENTRO DE ACOGIMIENTO DE TERCERA EDAD-BERMEJO 2<sup>da</sup> FASE”, se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- Como se indica en los objetivos planteados se llegó a cumplir de manera satisfactoria la realización del diseño estructural del centro de acogimiento de tercera edad-bermejo para así dar solución al problema identificado.
- Del estudio Topográfico realizado con el equipo Estación Total se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variación de cota, ya que el mayor desnivel encontrado fue de 0.6m
- Del estudio de suelos realizado en el lugar de emplazamiento de la estructura, el cual se realizó por el ensayo del cono holandés se obtuvo una resistencia admisible del suelo de  $0.75 \text{ Kg/cm}^2$  lo cual favoreció en el diseño de la zapatas ya que las dimensiones encontradas no fueron muy grandes.
- En el análisis de cargas para el diseño de las cubiertas se consideraron el peso propio de los elementos estructurales que lo componen, la sobrecarga de mantenimiento y la presión ejercida del viento que se calculó para una velocidad de viento de 120 km/h, la cual fue obtenida de los datos publicados por el senamhi. Debido a que la inclinación de la cubierta es menor a  $25^\circ$  la presión del viento es de succión, y en el diseño estructural se verificó que los esfuerzos producidos con esta hipótesis son menores que los provocados por las hipótesis predominante por lo cual no insidió en el diseño de los elementos estructurales.
- La estructura de sustentación de cubierta se diseñó con perfiles metálicos ya que las luces son superiores a los 12 m y esto hace más viable el diseño con el material seleccionado, EL tipo de las cerchas fueron seleccionadas de manera tal que no presenten grandes deformaciones en el momento de servicio.
- Las uniones de las cerchas fueron dispuestas de tal manera que no sean excéntricas para que así no haya presencia de momentos en los nudos.
- El diseño de la estructura de sustentación a porticada se realizó utilizando el paquete computacional CYPECAD 2010, del cual los resultados obtenidos en los elementos

estructurales fueron verificados realizando el diseño de forma manual, de donde se verifico que los resultados tienen alguna variación pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.

- El nivel de fundación para la estructura es de 1.5 m de profundidad por debajo del nivel del terreno natural, ya que la estructura es de poca altura por lo tanto las cargas no serán muy elevadas y además de esta manera se estará libre del nivel freático, como también de la humedad de las lluvias.
- Las fundaciones propuestas para la estructura son en la mayor parte de zapatas corridas y un porcentaje menor de zapatas centradas. El motivo por el cual se eligió la opción de zapatas corridas fue por la poca altura de la estructura ya que la sustentación fue con muro portante y este trasmite carga linealmente distribuida a las zapatas.

## **RECOMENDACIONES**

Entre las recomendaciones que se pueden recopilar se mencionan las siguientes:

- En la etapa de la construcción se deberán respetar estrictamente la norma CBH-87 para las estructuras de H°A° ya que son de mucha importancia en el momento de la función estructural de la misma.
- En la Etapa de la construcción de la estructura metálica se deberá cumplir las especificaciones del reglamento AISC-LRFD para de esta manera conseguir la buena construcción y el funcionamiento de la estructura.
- Se recomienda cumplir con las especificaciones técnicas para el proceso constructivo ya que de esta manera se podrá controlar la calidad de la obra y de los materiales utilizados.
- El montaje de la estructura metálica se realizara de acuerdo al plan realizado y los planos de montaje para de esta manera lograr que la estructura funcione correctamente.

## **BIBLIOGRAFIA**

La bibliografía que ha sido consultada y sustenta la propuesta es la siguiente:

- Lic. ANAYA VÁSQUEZ Franklin y Arq. TUFIÑO BANZER Marcos, “Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87”, Primera edición, La Paz – Bolivia, Julio de 1989
- URIBE ECAMILLAS Jairo, “Análisis de Estructuras”, Segunda Edición.
- NILSON Arthur H. “Diseño de Estructuras de Concreto”, Duodécima edición, Colombia, Junio de 2001
- “JUÁREZ BADILLO” Mecánica de suelos
- JIMÉNEZ MONTOYA Pedro, “Hormigón Armado” 14ª edición, Madrid, Mayo del 2000
- T.SEGUI William “Diseño de estructuras de acero con LRFD”
- CALAVERA J. “Cálculo de estructuras de Cimentación”. 3ª edición, INTEMAC. Madrid, 1991.