

## CAPÍTULO I

### ASPECTOS GENERALES

#### 1.1. ANTECEDENTES

Las terminales de transporte han surgido como respuesta a la necesidad de una organización urbana y laboral por lo tanto se consideran como tales a infraestructuras, equipamientos y servicios organizados, para satisfacer la demanda de usuarios y brindarles las facilidades operativas a través de una oferta adecuada de servicios.

#### 1.2. POBLACIÓN BENEFICIADA

La población beneficiada con la implementación de este proyecto es la propia ciudad de Villa Montes, pero a la vez, por ser un proyecto que tiene la capacidad de albergar buses de transporte interprovincial, interdepartamental e internacional, permite a los usuarios que vienen de diferentes puntos, también puedan beneficiarse con este proyecto.

#### CUADRO N° 1.1

PROYECCIÓN DE POBLACIÓN, SEGÚN CENSO 2002.

PROVINCIA Y SECCIÓN	2011	2012	2013	2014
<b>GRAN CHACO</b>	<b>182.880,00</b>	<b>190.039,00</b>	<b>197.485,00</b>	<b>205.231,00</b>
1° Sección Yacuiba	144.269,00	150.371,00	156.732,00	163.362,00
2° Sección Caraparí	10.235,00	10.439,00	10.648,00	10.861,00
3° Sección Villa Montes	28.377,00	29.228,00	30.105,00	31.008,00

**FUENTE:** GOBIERNO AUTONOMO MUNICIPAL DE VILLA MONTES.

La población actual en la tercera sección de la provincia Gran Chaco, Villa Montes, de acuerdo con el cuadro anterior es 31.008,00 habitantes.

### **1.3. PROBLEMÁTICA ACTUAL**

La actual terminal de buses de la ciudad de Villa Montes, presenta un déficit notable en cuanto a equipamiento, principalmente el orientado a transporte, pues hasta la fecha no cuenta con un terminal de buses interurbanos que brinde un adecuado servicio a los usuarios y sea una puerta de llegada al viajero proveniente del interior o exterior del país.

La capacidad de la actual terminal de buses se ve rebasada en las horas pico, debido al excesivo flujo de usuarios, buses que llegan y salen, circulación de vehículos, lo cual genera que la edificación colapse en las horas pico de llegada y salida de buses.

#### **1.3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

Los factores que se indican son los más sobresalientes en cuanto a deficiencia, causados en las horas picos.

- La edificación de la actual terminal de buses ha quedado insuficiente para la cantidad de empresas y flujo de usuarios, ésto hace que se vea rebasada en las horas picos de salida y llegada de buses.

Esta edificación cuenta con 10 oficinas de las cuales 7 están siendo usadas por diferentes empresas de transporte y 3 están desocupadas, el cuadro N° 1.2 se indica la cantidad de empresas de Buses que operan en Villa Montes.

- No existe una organización y administración adecuada, lo que da lugar a que se genere un flujo saturado de personas y vehículos.
- No cuenta con un parqueo y estacionamiento adecuado para buses y vehículos lo cual genera desorden en el tráfico vehicular y en la propia edificación.

- Otros puntos que también son importantes de hacerlos notar es la falta de iluminación, mantenimiento, limpieza de la edificación, que no dan buena impresión al viajero proveniente de algún punto del país o exterior.

**CUADRO N° 1.2  
EMPRESAS DE BUSES**

N°	EMPRESAS	TIPO BUS	BUSES	DESTINOS
1	Expreso del Sur	Normal	1	Tarija
2	Expreso Santa Cruz	Normal	2	S. Cruz
		Cama		S. Cruz
3	Jumbo Bus Cosmo	Cama	3	S. Cruz
		Diplomático		S. Cruz
		Cama		S. Cruz
4	Servicio Dptal. Sama	Semicama	1	Tarija
5	El fronterizo	Normal	2	S. Cruz
		Cama		S. Cruz
6	Jumbo Bus Bolivia	Cama	2	S. Cruz
		Doble piso		S. Cruz
7	Trans Copacabana	Cama	1	S. Cruz
8	Unificado	Normal	2	S. Cruz
		Cama		S. Cruz
9	Trans San Lorenzo	Normal	1	S. Cruz
10	Trans Juan Pablo II	Semicama	2	S. Cruz
		Semicama		S. Cruz
11	Expreso San Martín	Normal	2	S. Cruz
		Cama		S. Cruz
12	Flota San Silvestre	Semicama	3	S. Cruz
		Doble piso		S. Cruz
		Semicama		S. Cruz
13	Yacyreta	Cama	1	Asunción
14	Stel Turismo	Cama	1	Asunción
15	Flota el Chaqueño	Semicama	1	Sucre
16	Río Paraguay	Cama	1	Asunción
17	Pycasú S.A.	Cama	1	Asunción
<b>RESUMEN</b>				
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Oficinas en la edificación actual: 7</li> <li>▪ Oficinas fuera de la edificación actual: 10</li> <li>▪ Total empresas: 17</li> <li>▪ Total buses: 27</li> </ul>				

Fuente: EMPRESAS DE BUSES, TERMINALES DE BUSES VILLA MONTES.

## 1.4. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

Considerando que la falta de espacio en la edificación actual, genera un exceso de circulación, especialmente en las horas picos y viendo la necesidad, surge la idea de realizar un nuevo proyecto, es decir, el diseño estructural de una nueva infraestructura.

**FIGURA N° 1.1**

**TERMINAL ACTUAL DE VILLA MONTES**



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

### 1.4.1. JUSTIFICACIÓN SOCIAL

Un factor importante que tiene mayor incidencia, es el crecimiento acelerado de la ciudad de Villa Montes, ésto hace que la actual terminal llegue a estar sobresaturada requiriendo un establecimiento adecuado para la demanda que se presenta. Los servicios que ofrece la actual terminal son deficientes ya que en las horas pico queda rebasada dicha infraestructura.

### 1.4.2. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

El presente proyecto se justifica técnicamente, porque pretende realizar el diseño final de ingeniería de una infraestructura, que sea capaz de soportar las cargas y sobrecargas a la

que estará sometida, considerando la capacidad portante del suelo y demás factores que son necesarios para realizar el diseño.

## **1.5. OBJETIVOS**

EL presente proyecto plantea los siguientes objetivos.

### **1.5.1. OBJETIVO GENERAL**

- Realizar el diseño final de ingeniería del proyecto “Terminal de Buses Villa Montes”, aplicando las normas y reglamentos correspondientes para el proyecto.

### **1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Analizar las alternativas estructurales presentadas y seleccionar la más factible desde el punto de vista técnico.
- Diseñar una infraestructura de manera que cumpla las normas y reglamentos establecidos para el diseño de este tipo de proyectos.
- Realizar el diseño y cálculo de la alternativa seleccionada.
- Determinar el presupuesto de construcción de la terminal de buses así como su tiempo de ejecución.
- Realizar el diseño de los planos del proyecto realizando las respectivas modificaciones y ediciones según se requiera.
- Realizar las especificaciones técnicas.
- Realizar el cronograma de ejecución del proyecto.

## 1.6. ALCANCE DEL ESTUDIO

Es importante, definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

Las principales actividades que se realizarán serán:

- Investigación y recopilación de la teoría existente sobre las estereo estructuras, ordenar y adecuar toda la información adquirida.
- Realizar el diseño de la geometría y forma de la cubierta de la “Terminal de buses” el mismo que está basado en un proyecto arquitectónico definido.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales más solicitados de la estereo estructura.
- Realizar el estudio análisis de suelos en el área de emplazamiento y determinar en función a las características del terreno las previsiones correspondientes.

## CAPÍTULO II

### DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA DE PROYECTO

#### 2.1. ASPECTOS FÍSICOS

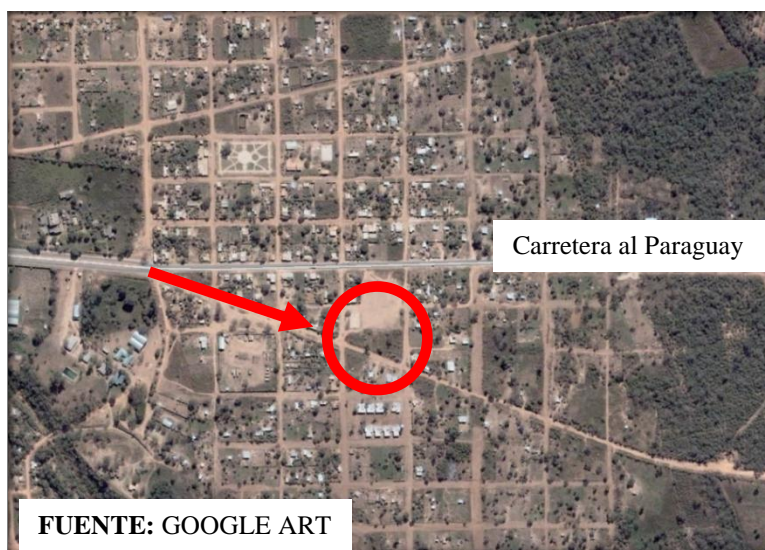
Los aspectos físicos están referidos a la localización y a la ubicación geográfica, ambos en función de la zona de influencia del proyecto y del alcance del mismo.

##### 2.1.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

La ubicación del proyecto se presenta de la siguiente forma:

<b>País:</b>	Bolivia
<b>Departamento:</b>	Tarija
<b>Provincia:</b>	Gran Chaco
<b>Sección:</b>	Tercera
<b>Municipio</b>	Villa Montes
<b>Ciudad de Estudio:</b>	Villa Montes
<b>Barrio:</b>	Bernardino Bilbao Rioja

**FIGURA N° 2.1**  
ZONA DE PROYECTO



A continuación, se presentan fotografías tomadas de la ciudad Villa Montes:

**FIGURA N° 2.2**

PLAZA CENTRAL 24 DE JULIO



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.3**

PLAZA SAN FRANCISCO DE ASIS



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.4**

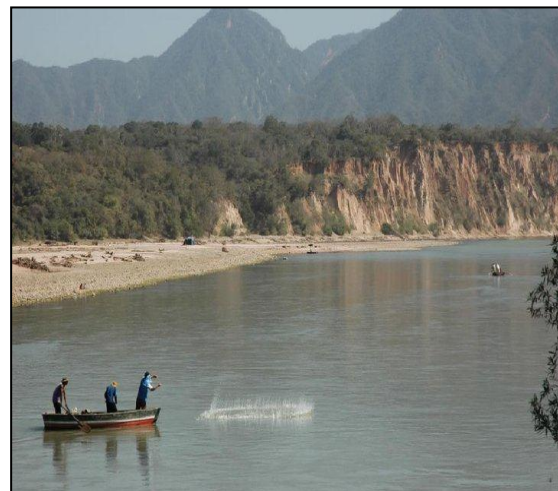
PLAZA CENTRAL FRENTE AL TEATRO  
MUNICIPAL



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.5**

IMPONENTE RIO PILCOMAYO



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

## 2.1.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La ubicación geográfica será analizada en detalle en los siguientes puntos.

### 2.1.2.1. LATITUD, LONGITUD Y ALTITUD

El Departamento de Tarija está ubicado al sur de Bolivia, limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República de Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí.

Geográficamente se encuentra entre los paralelos  $20^{\circ}53'$  y  $22^{\circ}52'$  de latitud sur y los meridianos  $62^{\circ}15'$  a  $65^{\circ}25'$  de longitud oeste.

**FIGURA N° 2.6**  
LÍMITES TERRITORIALES  
DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

**FIGURA N° 2.7**  
MAPA POLÍTICO DEL  
DEPARTAMENTO DE TARIJA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

La provincia Gran Chaco se sitúa al Sureste del Departamento de Tarija, dentro de ésta se encuentra la ciudad de estudio Villa Montes entre los paralelos  $21^{\circ} 00' 00''$  y  $22^{\circ} 14' 00''$  de Latitud Sur y entre los meridianos  $62^{\circ} 17' 00''$  y  $64^{\circ} 00' 00''$  de Longitud Oeste.

La altitud promedio de la ciudad de Villa Montes es de 380 m. s. n. m.

### 2.1.2.2. EMPLAZAMIENTO

El lugar disponible para la ubicación de la terminal de buses se encuentra sobre un terreno con variaciones topográficas muy leves; en el terreno existe una cancha de fútbol de tierra que está prácticamente nivelada. Dicho terreno tiene una superficie de 14000 m<sup>2</sup>, con una pendiente mínima.

**FIGURA N° 2.8**  
ÁREA A EMPLAZAR EL POYECTO



FUENTE: GOOGLE ART (año 2006)

**FIGURA N° 2.9**  
ESTADO ACTUAL DEL ÁREA DE PROYECTO  
EN VILLA MONTES



FUENTE: ELABORACION PROPIA

### 2.1.2.3. EXTENSIÓN TERRITORIAL

El Municipio de Villa Montes cuenta con una superficie de 11330 km<sup>2</sup> que representa el 64,84 % de la superficie Provincial, el 30,03% Departamental y el 1,03 % del territorio Nacional.

#### CUADRO N° 2.1

##### MUNICIPIO DE VILLA MONTES EN EL CONTEXTO PROVINCIAL, DEPARTAMENTAL Y NACIONAL

ASPECTO	EXTENSIÓN (km <sup>2</sup> )	% (*)	POBLACIÓN (N° DE HAB.)	% (*)	DENSIDAD (HAB./ km <sup>2</sup> )	CRECIMIEN TO
Municipio de Villa Montes	11.300	-	23.765		2,10	2,10
Provincia Gran Chaco	17.428	64,84	116.318	20,43	6,67	4,80
Departamento de Tarija	37.623	30,03	391.226	6,07	10,40	3,18
Bolivia	1.098.581	1,03	8.274.325	0,29	7,53	2,74

**FUENTE:** CENSO NACIONAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA INE 2001.

(\*) PORCENTAJE EN RELACIÓN A LA PROVINCIA, DEPARTAMENTO Y NACIÓN.

**ELABORACIÓN:** EQUIPO TÉCNICO MUNICIPAL AMPLIADO.

Esta sección municipal fue creada mediante Decreto Supremo el 24 de agosto de 1937, durante el gobierno de la Junta Militar presidida por el Tcnl. Germán Busch, y constituye la última sección creada en la provincia Gran Chaco.

### 2.1.2.4. DIVISIÓN POLÍTICO – ADMINISTRATIVA

Desde el año 1995, por Resolución de la Junta Municipal N° 041/95, el municipio de Villa Montes está subdividido en 11 distritos, de los cuales cuatro son urbanos y siete rurales. Los distritos urbanos están compuestos por 13 barrios, mientras que los distritos rurales por 48 comunidades, como se muestra en el siguiente Cuadro N° 2.2.

**CUADRO N° 2.2**  
**DISTRITOS URBANOS Y RURALES**

<b>DISTRITOS</b>	<b>COMUNIDADES/BARRIOS</b>
Distrito 1	Barrios: Bolívar y Capitán Víctor Ustarez
Distrito 2	Barrios: 27 de Diciembre, Central y Pilcomayo
Distrito 3	Barrios: Avaroa, Litoral y San Francisco
Distrito 4	Barrios: Bilbao Rioja, El Chañar, Beneméritos, Ferroviario y San Antonio
Distrito 5	Tuntey, Tunteytas, Kilómetro 1, Capirendita, Quebrachal, Circulación, Tres Pozos, Cueva de León, Algarrobal, San Bernardo, Bella Esperanza, Resistencia, Viscacheral y Tapietes
Distritos Rurales	Comunidades
Distrito 6	Caiguami, Chimeo, Caigua, Lagunitas, Iguembe, Ipa, Puesto García, Tarairi, Tucainty.
Distrito 7	Tiguipa, Tahiguati
Distrito 8	Capirenda, Galpones, Quintín Ortíz,
Distrito 9	Puesto Uno, Cototo, Ibopeity, El Cincuenta, Taringuity, Ibibobo.
Distrito 10	Cutaiqui, El Toro, Bolívar, Esmeralda, Media Luna, La Victoria, Las Bayas, Samahiguate.
Distrito 11	La Costa, La Tricolor, Palmar Grande, Palmar Grande Estación, LaCentral

**FUENTE:** RESOLUCIÓN DE LA JUNTA MUNICIPAL NO. 041/95.

**ELABORACIÓN:** UNIDAD DE PLANIFICACIÓN GOBIERNO MUNICIPAL V.M.

### **2.1.2.5. USO Y OCUPACIÓN DEL ESPACIO RURAL**

La Zonificación Agroecológica y Socioeconómica (ZAE), preparada por el proyecto ZONISIG-Tarija, parte de levantamientos de suelo, geomorfología, hidrología, vegetación, fauna, y socio economía a escala 1: 250.000, para luego entrar en la fase de la evaluación de la tierra, en que se evalúan las cualidades de los componentes de terreno con los requerimientos de los Tipos de Uso establecidos. El ZONISIG – Tarija, en la evaluación de tierra analizó los Tipos de Uso de Tierra (TUTs) por componentes de terreno, y luego

determinó la Zonificación correspondiente. El Cuadro N° 2. 3, presenta los resultados de esta zonificación para el municipio de Villa Montes.

### CUADRO N° 2.3

#### RESULTADOS DE LA ZAE PARA EL MUNICIPIO DE VILLA MONTES

CATEGORÍA DE ZONIFICACIÓN	SUPER-FICIE (km <sup>2</sup> )	(%)	UBICACIÓN	DISTRITOS
<b>A3</b> Uso agropecuario intensivo	229.6	2.0	Pie de monte	5, 6, 11
<b>B3</b> Uso agropecuario extensivo	24.4	0.2	Serranías al oeste de la Serranía de Aguaragüe	6
<b>C2</b> Uso silvopastoril	2225.51	19.7	Llanura y transición	5, 8, 10
<b>C21</b> Uso silvopastoril con uso agropecuario en áreas menores	262.45	2.3	Serranías	6, 11
<b>C3</b> Uso agrosilvopastoril	1660.2	14.6	Zona de transición, y en las serranías zona oeste de la serranía del Aguaragüe	5, 6, 7
<b>E3</b> Protección con uso silvopastoril limitado	5721.2	50.7	Llanura	8, 9, 10
<b>E4</b> Protección con uso agrosilvopastoril limitado	332.6	2.9	Pie de Monte	6, 11
<b>E7</b> Protección	12.95	0.1	Serranías	6
<b>F1</b> Parque Nacional Aguaragüe	209.6	1.9	Cordillera del Aguaragüe	6, 11
<b>R</b> Cuerpos de agua y lechos de río	222.5	2.0	Río Pilcomayo	5, 9, 10,11
Área no estudiada	389.3	3.4	Extremo oeste del municipio	
<b>Total</b>	<b>11290.3</b>	<b>100</b>		
<b>F5</b> ANMI del PN Aguaragüe*	271.3	2.4	Cordillera del Aguaragüe	6, 11

**FUENTE:** DIAGNÓSTICO INTEGRAL PLOT MUNICIPIO DE VILLA MONTES.

- EL ANMI ESTÁ SOBREPUESTA SOBRE OTRAS UNIDADES DE ZONIFICACIÓN, ASÍ MISMO NO CONTRIBUYE A LA SUPERFICIE.

## 2.2. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

El análisis que se realiza en este punto permitirá visualizar la forma de comportamiento de la población en el accionar diario referido a sus actividades más importantes desde el punto de vista del crecimiento poblacional.

### 2.2.1. POBLACIÓN URBANA Y RURAL EN LA ZONA DE ESTUDIO

La población total según los resultados del censo Nacional de Población y Vivienda 2.001 alcanza a 23.765 habitantes, de los cuales el 67,80% se encuentran en el área urbana (16.113 habitantes), el 25,77% viven en el área rural (6.124 habitantes) y el 6,43% (1.528 habitantes) en el distrito indígena rural Weenhayek.

#### CUADRO N° 2.4

##### POBLACIÓN TOTAL DEL MUNICIPIO DE VILLA MONTES, POR ÁREA Y SEXO

DISTRITO	ÁREA	HOMBRES	MUJERES	TOTAL HAB.	N° DE FAMILIAS
Distrito 1,2,3,4,	Urbana	8.109	8.004	16.113	3.662
Distrito 5	Indígena	818	710	1.528	347
Distrito 6,7,8,9,10,11	Rural	3.604	2.520	6.124	1.392
TOTAL		12.531	11.234	23.765	5.401

**FUENTE:** INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA (INE)

**ELABORACIÓN:** UNIDAD DE PLANIFICACIÓN GOBIERNO MUNICIPAL V.M. 2003

### 2.2.2. COMPOSICIÓN DE LA POBLACIÓN SEGÚN DIFERENTES ETNIAS

Se distinguen varios grupos poblacionales en la provincia Gran Chaco, entre ellos; el grupo étnico Guaraní, Weenhayek y Tapiete. El municipio de Villa Montes tiene como etnias originarias los weenhayek (figura 2.10 y figura 2.11) y guaraní. Los Weenhayek tienen su comunidad a margen del río Pilcomayo, de donde se sitúa la ciudad de Villa Montes, aguas abajo.

**FIGURA N° 2.10**

LOS WEENHAYEK PARTICIPANDO  
EN UN FESTIVAL



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.11**

NIÑOS WEENHAYEK DANZANDO



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

### 2.2.3. LENGUAJE QUE HABLA LA POBLACIÓN

El lenguaje que habla y escribe toda la población es el castellano.

En La población de Villa Montes, la lengua que hablan en su gran mayoría es el castellano, pero también existen otras lenguas que hablan pero en pequeñas cantidades como es el caso del Guaraní y Weenhayek.

### 2.2.4. MIGRACIÓN

En general, en la región del Chaco, históricamente, los procesos migratorios han jugado un papel decisivo en la conformación social de la región. En la Sección Municipal de Villa Montes la dinámica poblacional tanto urbana como rural está relacionada a estos procesos dada su ubicación geográfica y estratégica desde la Guerra del Chaco y luego por las riquezas hidrocarburíferas de la zona. Los resultados del CNPV 2001 muestran que se ha producido una disminución en la población rural del municipio del 1.1%, principalmente de mujeres, que migran a los centros urbanos para generar ingresos, sea como trabajadoras del hogar así como a la actividad del comercio a las ciudades de Camiri, Santa Cruz o la República Argentina y en los últimos años a países como España, Italia e Inglaterra.

### 2.3. ASPECTOS ECONÓMICOS

Las principales fuentes de recursos económicos de la población y su área de influencia, están asentadas en las siguientes actividades productivas:

- Producción de petróleo
- Ganadería
- Agricultura.
- Pesca

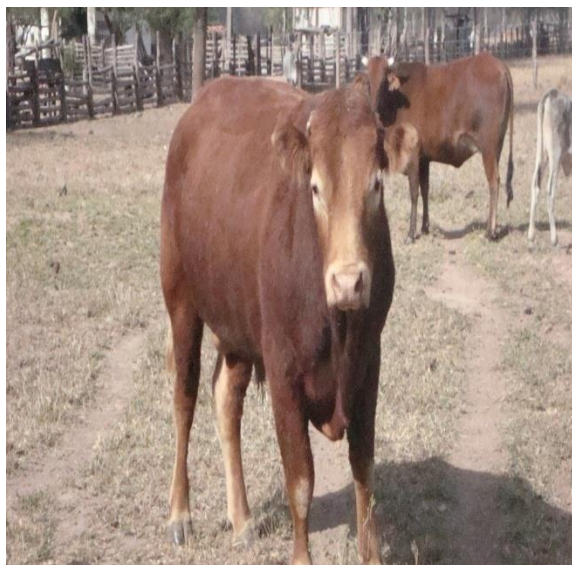
#### FIGURA N° 2.12

#### PRODUCCIÓN DE GANADO EN VILLA MONTES

a) GANADO DE RAZA



b) GANADO VACUNO



**FUENTE:** ELABORACIÓN PROPIA

Las otras actividades económicas que se desarrollan son significativamente menores en comparación a las anteriores.

También con los recursos del IDH se observa el notable cambio en el municipio, con implementación de diferentes obras que le dan atractivo turístico al municipio.

### 2.3.1. PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS DE LAS FAMILIAS

La principal actividad económica del municipio es la agricultura tradicional y la ganadería de ganado mayor. Son importantes también la pesca, la cacería, el comercio, la producción de artesanías y la recolección de miel.

La artesanía es una actividad económica importante. Es la réplica de los roles y habilidades que se aprenden en el hogar, genera recursos y un aporte a la economía familiar, por ejemplo: lazos, complemento de monturas, como se muestra en la figura 2.13, sombreros, alforjas, coladores y otros.

En el caso de las mujeres Weenhayek ellas son las únicas cuya producción artesanal son: máscaras, poros para matear, bolsos, cestas, canastas y muebles que tienen como destino principal el mercado local.

**FIGURA N° 2.13**

LA ARTESANÍA UN APOORTE A LA  
ECONOMÍA FAMILIAR



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.14**

ARTESANIA REALIZA POR MUJERES  
WEENHAYEK



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

En el área urbana las actividades más frecuentes en las cuales trabajan las mujeres son el comercio, los servicios y en el magisterio.

## 2.4. ASPECTOS SOCIALES

Como se ha mencionado, una gran parte de la población villamontina se caracteriza por trabajar en las aéreas de ganadería, agricultura y la comercialización de sus productos. También se caracteriza por dos actividades culturales importantes como ser: la Feria de la Pesca que se realiza en el mes de mayo y la FEXPO CHACO (Feria Exposición del Chaco) que se realiza en el mes de agosto, ambos festivales generan un movimiento importante en la ciudad atrayendo a personas tanto del interior como del exterior del país.

**FIGURA N° 2.15**

**EXPOSICION DE GANADO**

**VACUNO EN LA FERIA GANADERA**



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.16**

**STAND DE GANADO**

**EN LA FERIA GANADERA**



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

### 2.4.1. COSTUMBRES Y FORMAS DE VIDA

En cuanto a las costumbres de Villa Montes, hay que señalar un grupo más o menos definido y típico en sus características; que es el criollo del lugar. El Villamontino en su mayoría es moreno, pero también hay blancos, hablan con franqueza y sinceridad.

Entre las costumbres más salientes se encuentran:

- La Yerra y marcada de ganado vacuno y bovino.
- Doma de potros.

- Carrera de caballos. Figura N° 2.17
- Tomar mate. Figura N° 2.18
- Tocar instrumentos. Figura N° 2.19
- Bailar chacarera. Figura N° 2.20

**FIGURA N° 2.17**  
CARRERA DE CABALLOS



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.18**  
JÓVENES TOMANDO MATE



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.19**  
INSTRUMENTOS TÍPICOS



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 2.20**  
PAREJA BAILANDO CHACARERA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

## **2.5. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES**

Los servicios básicos existentes en el área de influencia del proyecto son:

### **2.5.1. AGUA POTABLE**

Cabe señalar que en el área de influencia del proyecto se cuenta con agua potable.

La calidad, cobertura y los sistemas de agua potable presentan condiciones de saneamiento ambiental deficientes, el agua en gran parte es insalubre lo que provoca enfermedades intestinales y parasitarias, que son las principales causas de mortalidad.

### **2.5.2. ALCANTARILLADO**

La ciudad de Villa Montes cuenta con servicio de alcantarillado sanitario, aunque no cubre toda la ciudad, pero si la zona a emplazar el proyecto.

### **2.5.3. ENERGÍA ELÉCTRICA**

La ciudad de Villa Montes cuenta con servicio eléctrico adecuado que cubre la demanda generada por la población. Siendo deficiente en épocas de ventarrones, y a veces causan accidentes.

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO TEÓRICO PARA LA INGENIERÍA DEL PROYECTO**

#### **3.1. PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE LOSAS**

De manera general, “las losas son los elementos estructurales cuya característica geométrica es que dos de sus dimensiones son relativamente grandes en comparación con la tercera, y están sometidas a cargas perpendiculares a su plano”. Su principal función es la de servir de piso o techo cubriendo la separación entre las vigas o muros que la sostienen.

A continuación se efectuara un análisis comparativo de tres alternativas de losas, de la cuales se seleccionara una, para realizar el diseño estructural de la infraestructura.

##### **3.1.1. DESCRIPCIÓN DE ALTERNATIVAS**

Las alternativas planteadas son las siguientes:

Alternativa N° 1: Losa alivianada Nervada

Alternativa N° 2: Losa alivianada Casetonada

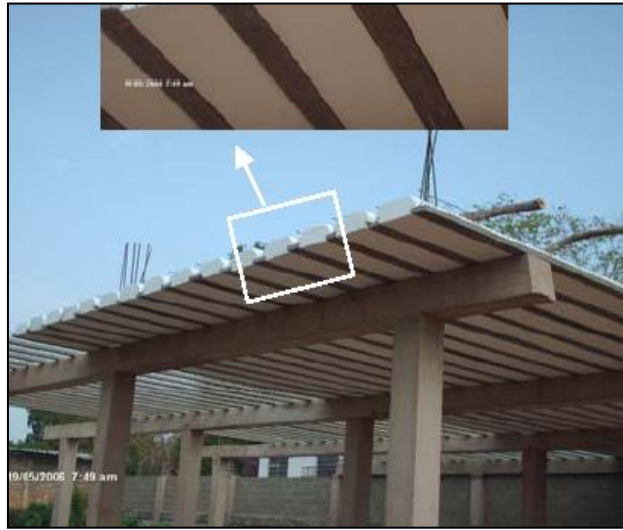
Alternativa N° 3: Losa Maciza

##### **3.1.1.1. ALTERNATIVA N°1: LOSA ALIVIANADA NERVADA**

Son losas unidireccionales y se comportan básicamente como vigas anchas, que se suelen diseñar tomando como referencia una franja de ancho unitario (un metro), se apoyan sus dos extremos opuestos y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes.

Para este tipo de losas los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal (ésto es porque los nervios están dispuestos en un solo sentido) por eso se llaman Losas Unidireccionales, además la relación entre su luz mayor y su luz menor debe ser  $> 2$ .

**FIGURA 3.1**  
ARMADO DE UNA LOSA NERVADA O UNIDIRECCIONAL

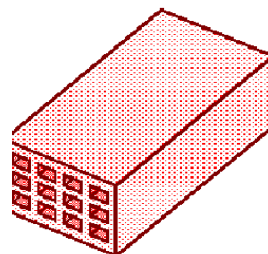


FUENTE: GOOGLE.

Estas losas se construyen de diversos espesores tales como: 15-20-25 y 30 cm, dependiendo de la luz de cálculo, el revestimiento de concreto generalmente es 5 cm. En este tipo de losas parte del concreto se reemplaza por otros materiales principalmente cuando se trata de viviendas de uno o dos pisos; por ladrillos (figura 3.2) o bloques de plastofort, como se muestra en la figura 3.1. Su uso se aplica cuando se tiene luces pequeñas o medianas, con sobrecargas moderadas.

Estos elementos armados en una dirección resultan más económicos hasta luces de aproximadamente 7 m; para luces mayores será más económico el uso de losas casetonadas, debido al hecho de poder usar peraltes mayores, sin recurrir a ladrillos.

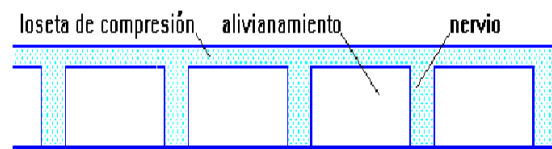
**FIGURA 3.2**  
CERÁMICA ALIGERADA



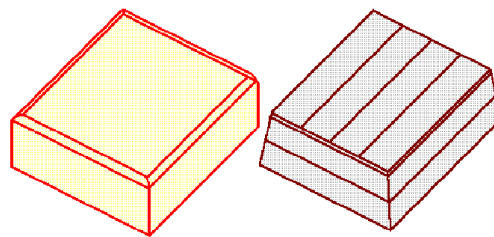
### 3.1.1.2. ALTERNATIVA N°2: LOSA ALIVIANADA CASETONADA

Las losas casetonadas son aquellas formadas por un reticulado de vigas las cuales se vinculan por medio de losas. Figura 3.3, figura 3.6.a y b. Esta tipología es empleada para cubrir grandes luces sin apoyos intermedios.

**FIGURA 3.3**  
LOSA CASETONADA

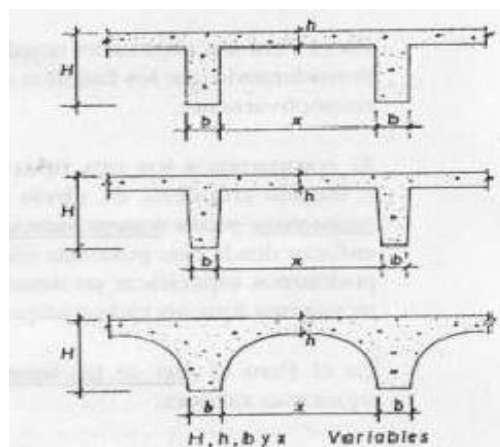


**FIGURA 3.4**  
FORMALETAS DE PLASTICO Y DE MADERA



FUENTE: GOOGLE.

**FIGURA 3.5**  
FORMAS DEL RETICULADO DE VIGAS EN LOSAS CASETONADAS



Las losas casetonadas se usan generalmente en paños de luces grandes, mayores a 6 m puesto que resultan ser más livianas que una losa nervada y porque se construyen con espesores y espaciamiento entre viguetas que no dependen de condiciones rígidas del mercado (caso del ancho de los ladrillos), sino del requerimiento estructural o arquitectónico. Es factible usar losas casetonadas para luces menores a 6 m, pero generalmente resultan ventajosas económicamente en el caso de luces grandes.

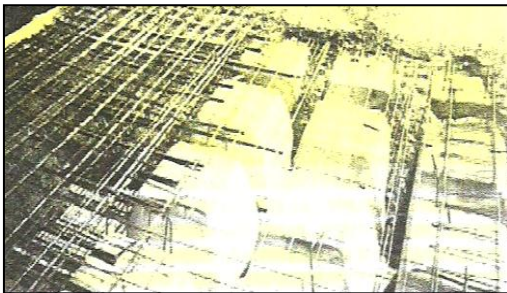
Los nervios o viguetas generalmente se hacen de forma trapezoidal, con un menor ancho en la base engrosándose hacia la parte superior, con el fin de facilitar el desencofrado; sin embargo se pueden hacer también de forma rectangular (ancho constante). Figura 3.5.

La losa superior que une los nervios suele ser de espesor delgado y constante, usándose generalmente 5 cm; evidentemente se requerirá un espesor mayor si la separación entre viguetas se hace muy importante. Las distancias libres usuales entre nervios son de 50 a 75 cm, con secciones de viguetas de ancho variable entre 10 y 15 cm y peralte dependiente de la luz y del paño variable generalmente entre 35 y 60 cm.

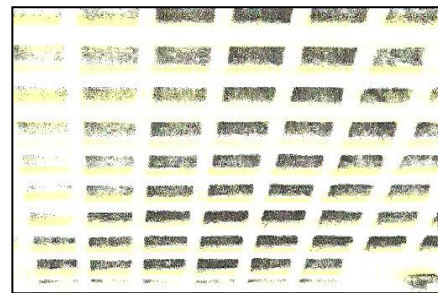
El reticulado de vigas se logra mediante el empleo de encofrados que pueden ser bloques de telgopor, cajas de madera (especiales), etc. Figura 3.4. Estos bloques se colocan sobre el encofrado, distanciados unos de otros de manera, tal que se permita materializar una viga entre ellos. Figura 3.6 a). Esta viga debe disponer la armadura necesaria al igual que la losa que vincula a éstas.

### FIGURA 3.6

- a) Armado del reticulado de vigas en la losa      b) Esquema del reticulado terminado



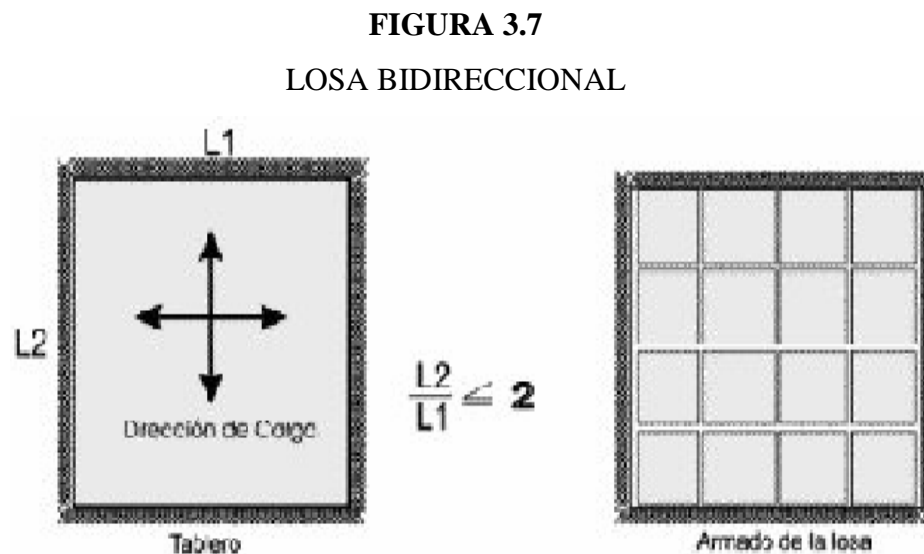
FUENTE: GOOGLE.



FUENTE: GOOGLE.

Las vigas resultantes, normalmente, no requieren armaduras de importancia, por lo cual pueden emplearse vigas de acero prefabricadas y también pueden usarse mallas electro soldadas para armar las losas, con lo cual existe un importante ahorro de tiempo.

Además la relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor de lados de la losa debe ser  $\leq 2$  porque trabaja en sus dos direcciones. Figura 3.7.



La ventaja principal de este tipo de construcciones es, además de lo ya mencionado, el ahorro de un importante volumen de materiales (hormigón y acero) y por consiguiente una drástica reducción del peso muerto de la estructura y su costo.

### 3.1.1.2.1. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS Y DESCRIPCIÓN DE LOSAS ALIVIANADAS

#### a).- Materiales y equipo

Los materiales requeridos para la construcción de losas nervadas son: ladrillo cerámico, bloques de plastroformo, hormigón y acero, etc. los requeridos para construir losas casetonadas son: casetón, poliestireno, hormigón y acero además del encofrado y especial apuntalamiento que requiere debido a la elevada posición de las losas. En cuanto al equipo

es el mismo necesario para la ejecución de los otros elementos una mezcladora con equipo necesario para elevar el hormigón fresco y depositarlo en el encofrado correspondiente.

### **b).- Funcionalidad**

- Las losas nervadas trabajan a flexión en una de sus dos direcciones, tienen la ventaja de ahorrar material por lo tanto son más económicas, pero su campo de aplicación se limita a edificaciones que no estén sometidas a grandes sobrecargas.

- Una de las características más importantes de las losas casetonadas, es que la repartición de cargas es equitativa y disminuye las estructuras soportantes (vigas perimetrales). Además que este tipo de losas reticulares se utilizan para salvar claros muy grandes; en donde no se quiere algún elemento estructural que obstruya la circulación como ser columnas.

Por lo regular las losas reticulares se pueden ver en estacionamiento, naves industriales, pistas de baile, salones, etc.

Las nervaduras son la parte esencial del sistema de losas reticulares, ya que es el elemento estructural responsable de la resistencia de la losa, las cuales trabajan en dos direcciones, generando momentos flectores en ambas direcciones.

Estas nervaduras son formadas por acero estructural tendido en sentidos longitudinal y transversal, los cuales forman una retícula. Dichas nervaduras deberán de apegarse al diseño del proyecto estructural.

### **c).- Morfología**

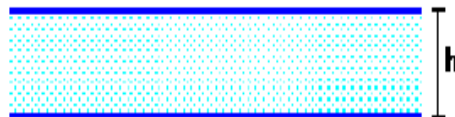
La edificación presenta luces grandes entre soportes, por esta causa el uso de losas nervadas no se adecua a la misma, caso contrario es el de las losas casetonadas que sí se adecúan a las características requeridas del diseño arquitectónico.

### 3.1.1.3. LOSA MACIZA

Se llama así cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa, figura 3.8, estas losas están soportadas por vigas compactas de mayor peralte, o por vigas de otros materiales independientes e integrados a la losa. Figura 3.9.

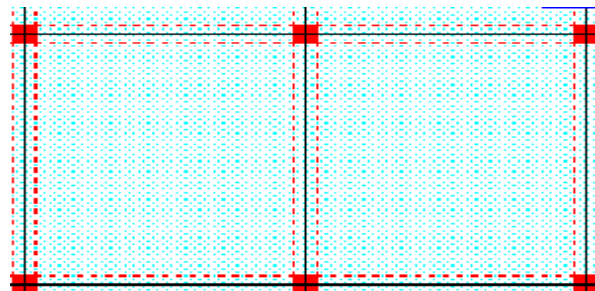
Las losas macizas generalmente resultan más caras, a menos que se vuelvan competitivas al hacerla más delgadas; esto se puede lograr considerando tuberías de desagüe colgadas o haciendo que las tuberías se ubiquen solo dentro de ambientes coincidentes en diferentes pisos mediante desniveles con rellenos.

**FIGURA 3.8**  
LOSA MACIZA



Cuando se sustenta en sus cuatro bordes, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de losas bidireccionales.

**FIGURA 3.9**  
LOSA BIDIRECCIONAL

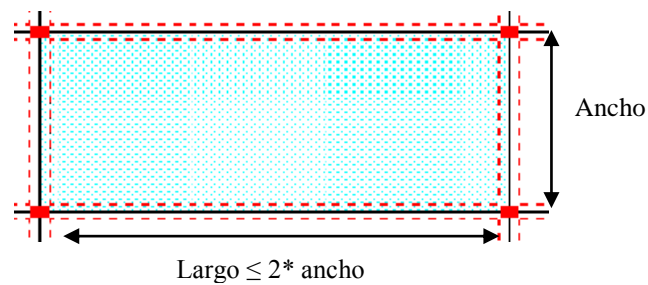


Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5 cm a los indicados para losas alivianadas; así se podrá tener:

h= 12 o 13	Para luces menores o iguales a 4 m.
h= 15	Para luces menores o iguales a 5.50 m.
h= 20	para luces menores o iguales a 6.50 m.
h= 25	para luces menores o iguales a 7.50 m.

La resistencia y rigidez de una losa armada en dos direcciones es muy buena. Las solicitaciones de diseño para losas bidireccionales dependen de las cargas y las condiciones de apoyos. Además la relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor de lados de la losa debe ser  $\leq 2$  porque trabaja en sus dos direcciones, como se muestra en la figura 3.10.

**FIGURA 3.10**  
**LOSA MACIZA BIDIRECCIONAL**



Existen tablas para el diseño de losas como ser las de Czerny. La armadura de flexión bien sea de momentos positivos o negativos, debe disponerse transversal que cubra ese momento flector en ambas direcciones.

### **3.1.1.3.1. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS Y DESCRIPCIÓN DE LOSAS MACIZAS**

#### **a).- Materiales y equipo**

Los materiales requeridos para su construcción son: hormigón y acero, además del encofrado y el apuntalamiento que requiere debido a su posición. En cuanto al equipo es el

mismo que se usa para la ejecución de los otros elementos una mezcladora con equipo necesario para elevar el hormigón fresco y depositarlo en el encofrado correspondiente.

### **b).- Funcionalidad**

- Las losas macizas, cuyo espesor es constante se apoyan en sus cuatro bordes cualquiera sea la forma de sustentación de cada uno de ellos. Su canto total no debe ser menor a  $l/40$  ni a 8 cm.

Cuando trabaja en sus dos direcciones genera momentos flexionantes máximos positivos y máximos negativos los que se calculan aplicando las tablas de Czerny. Tienen como ventaja fundamental su sencillez de armado, encofrado y además que soportan grandes sobrecargas.

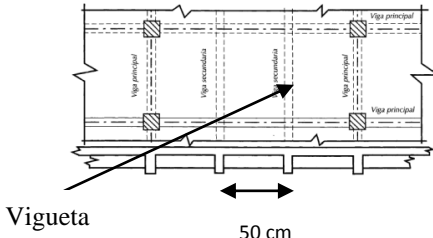
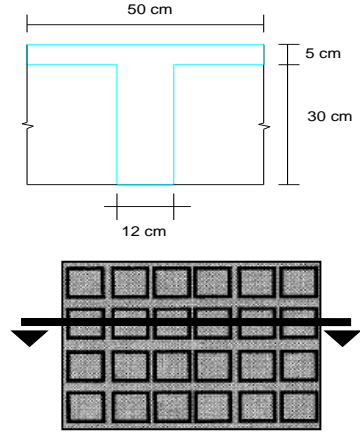
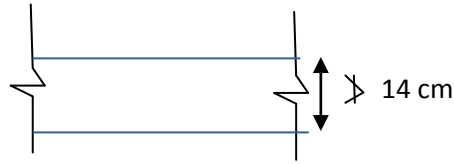
### **c).- Morfología**

Este tipo de losa cumple con las características planteadas en el diseño arquitectónico, se adapta morfológicamente a la estructura, pero su espesor se eleva a medida que aumentan las luces entre soportes, elevando el peso de la edificación.

## **3.1.2. ANÁLISIS Y ELECCIÓN DE ALTERNATIVAS**

Para el presente proyecto se han planteado tres alternativas de losas y se han indicado la descripción y características de cada una de ellas, lo cual ayudara en la decisión de seleccionar la alternativa idónea para el proyecto. A continuación en el siguiente cuadro se indica la sección transversal de la losas por alternativas, indicando la relación de las luces para definir si la losa es armada en una o en dos direcciones, se ha definido la altura de la losa y luego se ha realizado un cálculo manual. Para realizar el análisis de las losas se ha seleccionado el elemento más solicitado del panel, cuyas dimensiones son 10 m x 5,33.

**CUADRO N° 3.1**  
ANÁLISIS TÉCNICO DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS

Alternativa N°1	Alternativa N°2	Alternativa N°3
<p align="center"><b>Losa Nervada</b></p> <p>Sección transversal: Considerando una Losa de:</p> <p><math>h_{total} = 0,25 \text{ m}</math> <math>h_{compresion} = 0,10 \text{ m}</math> <math>b = 0,50 \text{ m}</math></p>  <p align="center">Vigueta 50 cm</p> $\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{10}{5.33} = 1.88 > 2$ <p>La relacion de las luces no cumple, para armar en una direccion.</p>	<p align="center"><b>Losa Casetonada</b></p> <p>Sección transversal:</p>  $\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{10}{5.33} = 1.88 \leq 2 \text{ cumple}$ <p><math>h_{losa} \triangleright 0,35 \text{ m}</math> <math>b_w = 0,12 \text{ m}</math> <math>b = 0,50 \text{ m}</math></p>	<p align="center"><b>Losa Maciza</b></p> <p>Sección transversal:</p>  $\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{10}{5.33} = 1.88 \leq 2 \text{ cumple}$ $h_{losa} \geq \frac{l_x}{40} = \frac{533}{40} = 13,33 \cong 0,14 \text{ m}$

- Una vez expuestas las características técnicas y constructivas de las alternativas planteadas, comparando la funcionalidad y morfología, existen grandes diferencias.

Alternativa 1.- Según lo indicado en los párrafos anteriores sobre Losas Nervadas se descarta esta alternativa, la relación entre la luz mayor y menor no cumple esta debe ser mayor a dos para que trabaje en una dirección. Debido a la morfología que presenta este tipo de losa es recomendable hasta los 7 m.

Alternativa 2.- Debido a las características que presentan las losas casetonadas, indica que es la más factible para este tipo de proyecto, resultan más económico para grandes claros, se ahorra material debido a su armado y reduce el peso de la estructura. La relación entre la luz mayor y menor indica que trabaja en sus dos direcciones generando momentos flectores en ambas direcciones, el reticulado de vigas ayuda a que la losa sea más resistente ante la acción de las cargas.

Alternativa 3.- Esta alternativa consiste en diseñar la edificación con losa maciza, este tipo de losa trabaja en sus dos direcciones generando momentos flectores, tiene buena resistencia y se usa para grandes claros, pero debido a su morfología su propio peso es elevado aumentando así el peso de toda la estructura.

En la infraestructura se tienen luces de 10 x 5,33 m y lo que se busca es elegir un elemento estructural que sea el más adecuado para el diseño, por lo tanto de acuerdo a las especificaciones indicadas se selecciona la alternativa N°2.

### **3.2. NORMAS DE DISEÑO**

La Norma utilizada en la cual está basado el diseño estructural de la Terminal de Buses es la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87, complementada con bibliografía de diferentes autores.

El diseño de la cubierta estereo estructura está basado en la aplicación del Manual “Load Resistance Factor Design” LRFD, para estructuras de acero.

### **3.3. HORMIGONES**

#### **3.3.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN**

La resistencia característica del hormigón es un resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), este es un valor con un 95 % de probabilidad que ocurra.

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión ( $f_{ck}$ ), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a  $j$  días, es mediante tabla. Ref. H° A° J. Montoya.

#### **3.3.2. VALOR MÍNIMO DE LA RESISTENCIA**

La resistencia a compresión del proyecto,  $f_{ck}$ , en ningún caso será inferior a 12,5 MPa (125 Kg/cm<sup>2</sup>).

#### **3.3.3. CLASIFICACIÓN DE LOS HORMIGONES, SEGÚN SU RESISTENCIA**

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

H 12,5; H 15; H 17,5; H 20; H 25; H 30; H 35; H 40; H 45; H 50; H 55

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

Los tipos H 12,5 a H 25 se emplean generalmente, en estructuras de edificación y los restantes de la serie se aplican en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

### 3.3.4. RESISTENCIA DE CÁLCULO

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

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

Dónde:

$f_{ck}$  = resistencia característica del hormigón a compresión.

$\gamma_c$  = coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10 %, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

### 3.3.5. MÓDULOS DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL

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

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

$$E_o = 6640 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

Dónde:  $f_{cj}$  = resistencia característica a compresión del hormigón a  $j$  días de edad.

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

$$E_s = 6000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

$$E_s = 0,90 \cdot E_o$$

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

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

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

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

Normalmente,  $f_{ck}$  está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de  $E_{cm}$  corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir  $E_{cm}$  a partir de una resistencia  $f_j(t_o)$ , correspondiente a una edad  $t_o$ , dada.

### 3.3.6. COEFICIENTE DE POISSON

Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas, bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio,  $\mu$  igual a 0,20. En ciertos cálculos, puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

### 3.3.7. COEFICIENTE DE DILATACIÓN TÉRMICA

Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$  por grado centígrado.

## 3.4. ACEROS

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por: barras lisas, barras corrugadas y mallas electro soldadas. Los diámetros nominales en milímetros de las

barras lisas y corrugadas que se utiliza en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en  $\text{cm}^2$  que se indican:

### CUADRO N° 3.2

#### DIÁMETROS Y ÁREAS DE ACEROS (Barras lisas y corrugadas)

Diámetro (mm)	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área ( $\text{cm}^2$ )	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042	12,566	19,635

FUENTE: NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGÓN ARMADO CBH-87

Las barras no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras.

Se considerará como límite elástico  $f_y$  del acero, al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2 %.

#### 3.4.1. BARRAS CORRUGADAS

Son las que presentan en el ensayo de adherencia por flexión, una tensión media de adherencia ( $\tau_{bm}$ ) y una tensión de rotura de adherencia ( $\tau_{bu}$ ) que cumplen las dos condiciones siguientes:

- Diámetros menores a 8 mm:  $\tau_{bm} \geq 7 \text{ MPa}$ .  
 $\tau_{bu} \geq 11,5 \text{ MPa}$ .
- Diámetro de 8 a 32 mm, ambos inclusive:  $\tau_{bm} \geq 8 - 0,12 \cdot \phi \text{ MPa}$ .  
 $\tau_{bu} \geq 13 - 0,20 \cdot \phi \text{ MPa}$ .

Dónde:  $\phi$  = diámetro en mm.

- Diámetros superiores a 32 mm:  $\tau_{bm} \geq 4 \text{ MPa}$ .  
 $\tau_{bu} \geq 7 \text{ MPa}$ .

Los anteriores valores tienen aplicación para determinar la resistencia de cálculo para adherencia ( $t_{bd}$ ).

Las barras deben cumplir las características mecánicas mínimas, éstas son especificadas en la Norma CBH-87.

### **3.4.2. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA**

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

### **3.4.3. RESISTENCIA DE CÁLCULO**

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

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

Dónde:  $f_{yk}$  = límite elástico del proyecto.  
 $\gamma_s$  = coeficiente de minoración.

La anterior expresión es válida, tanto para tracción como para compresión.

### **3.4.4. MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL**

Para todas las armaduras nombradas en el Cuadro N° 3.1, como módulo de deformación longitudinal se tomará:

$$E_s = 210'000 \text{ MPa}$$

### **3.4.5. COEFICIENTE DE DILATACIÓN TÉRMICA**

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir:

$$\alpha = 1,0 \times 10^{-5}, \text{ por grado centígrado.}$$

## **3.5. BASES DE CÁLCULO**

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites.

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

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

$$S_d \leq R_d$$

Dónde:

$S_d$  = valor de cálculo de la sollicitación actuante.

$R_d$  = valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

### 3.5.1. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

La denominación de los estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. Los estados límites incluyen:

**Estado límite de equilibrio:** definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.

- **Estados límites de agotamiento o de rotura:** definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- **Estado límite de inestabilidad o de pandeo:** de una parte o del conjunto de la estructura.

- **Estado límite de adherencia:** caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- **Estado límite de anclaje:** caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas.

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán los siguientes:

### CUADRO N° 3.3

#### COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

MATERIAL	COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL	CORRECCIÓN
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,1
En el caso de piezas hormigonadas en vertical, la resistencia de proyecto del hormigón deberá además, minorarse en un 10 %			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 Mpa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

**FUENTE:** NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGÓN ARMADO CBH-87

Por lo tanto los coeficientes de seguridad para el estado de límite último son:

- Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1,50$
- Coeficiente de mayoración de carga muerta..... $\gamma_{fg} = 1,60$

- Coeficiente de mayoración de carga viva..... $\gamma_{fq} = 1,60$

### **3.5.2. ACCIONES**

Una acción es un conjunto de: fuerzas concentradas y repartidas, y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales. Según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos tipos: Acciones Estáticas, que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos; y Acciones Dinámicas, que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

Las acciones se clasifican en: Acciones Directas y Acciones Indirectas.

#### **3.5.2.1. ACCIONES DIRECTAS**

Las acciones directas están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura independientemente de las características resistentes de la misma.

#### **3.5.2.2. ACCIONES INDIRECTAS**

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto, al imponer o impedir, total o parcialmente, deformaciones, o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

### **3.5.3. SOBRECARGAS DE USO**

La sobrecarga de uso en un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, vehículos, etc.

Para cada parte de la estructura se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener de acuerdo a los valores establecidos. Ref. J. Montoya H° A° (13ª Edición).

### 3.5.4. ACCIONES DEL VIENTO

La acción del viento es un factor muy importante en el momento del diseño, y se lo debe tomar en cuenta especialmente en zonas donde éste es predominante.

- **Dirección del viento:** se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos. En casos especiales, por ejemplo: estructuras reticuladas abiertas, construcciones con caras dentadas o con estructura oblicua a las fachadas, se estudiará además su acción en las direcciones sesgadas que resulten más desfavorables.

En los casos especiales que se señalan y en otros que lo requieran, se considerará que la dirección del viento forma un ángulo de  $\pm 10\%$  con la horizontal.

- **Presión dinámica del viento:** el viento de velocidad  $v$  (m/s) produce una presión dinámica  $w$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

$$w = v^2/16$$

La presión dinámica que se considerará en el cálculo de un edificio, función de la altura de su coronación y de su situación topográfica, se muestra en Anexo.

- **Sobrecarga del viento sobre un elemento superficial:** el viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $p$  ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:  $p = c \cdot w$   
Siendo  $w$  la presión dinámica del viento y  $c$  el coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, que depende de la configuración de la

construcción, de la posición del elemento y del ángulo  $\alpha$  de incidencia del viento en la superficie. Ver Anexo.

Se calculará con los siguientes coeficientes eólicos:

$$\text{Presión interior: } c = +0,8$$

$$\text{Succión interior: } c = -0,4$$

El cálculo se realizará con la combinación o combinaciones que produzcan efectos más desfavorables.

### 3.5.5. HIPÓTESIS DE CARGA MÁS DESFAVORABLE

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

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo.

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que en cada caso, resulte más desfavorable.

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

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

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

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

Dónde:

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

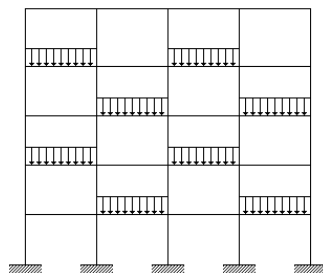
- $Q$  = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, mas las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.
- $Q_{eq}$  = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, mas las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.
- $W$  = valor característico de la carga del viento.
- $W_{eq}$  = valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará  $W_{eq} = 0$ . En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:  $W_{eq} = 0,25W$ .
- $F_{eq}$  = valor característico de la acción sísmica.

### 3.6. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 3.6.1. VIGAS

Las vigas son elementos estructurales sometidos esencialmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. Para determinar las máximas sollicitaciones en los elementos viga, se debe cargar la estructura de siguiente manera: Para determinar los máximos momentos positivos en los tramos cargados:

**FIGURA N° 3.11**  
**ACTUACIÓN DE LA CARGA PARA OBTENER**  
**LOS MÁXIMOS MOMENTOS POSITIVOS EN TRAMOS CARGADOS**



**FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA**

Por otro lado, para la obtención de los máximos momentos negativos en los apoyos de las vigas principales se debe cargar la estructura de la siguiente manera, se cargan dos luces adyacentes y una no.

### 3.6.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura en vigas son las siguientes:

$$M_d = 1,6 \cdot M \quad M_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

Si:  $M_d \leq M_o$

$$y = d \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Si:  $M_d > M_o$   $M_m = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot [0,375 \cdot b_w \cdot d^2 + (b_e - b_w)] \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$

$M_d$  debe ser menor o igual que  $M_m$ , caso contrario se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

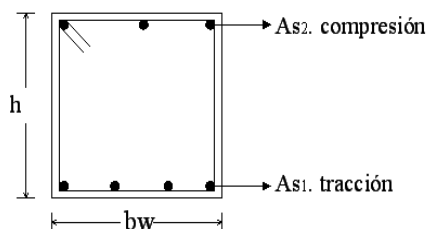
$$\mu = \frac{M_d - M_o}{b_w \cdot (d - h_f)^2 \cdot f_{cd}}$$

$$w = \mu \cdot (1 - \mu) + 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \frac{b_e}{b_w} \cdot \frac{h_f}{d - h_f}$$

$$A_s = w \cdot b_w \cdot (d - h_f) \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza; para ésto, encontramos la cuantía geométrica mínima referida a la sección total de hormigón del siguiente cuadro.

**FIGURA N° 3.12**  
VIGA DE HORMIGÓN ARMADO



**CUADRO N° 3.4**  
CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS REFERIDAS  
A LA SECCIÓN TOTAL DE HORMIGÓN

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL		CLASE DE ACERO	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		0,004	0,004
Losas <sup>(1)</sup>		0,002	0,0018
Vigas <sup>(2)</sup>		0,0033	0,0028
Muros <sup>(3)</sup>	Armadura horizontal	0,004	0,0032
	Armadura vertical	0,0012	0,0009

<sup>(1)</sup> Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal, repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

<sup>(2)</sup> Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 % de la indicada en la tabla.

<sup>(3)</sup> La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 % de la indicada en la tabla.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola

cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. Si se disponen juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, la cuantía geométrica horizontal mínima puede reducirse a la mitad.

**FUENTE:** PEDRO JIMÉNEZ MONTOYA "HORMIGÓN ARMADO" (14ª Edición)

Con la cuantía geométrica mínima, la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

### 3.6.1.2. ARMADURA TRANSVERSAL

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow [kg/cm^2]$$

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

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu} \quad A_{s \text{ mín}} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Si: } V_d > V_{cu} \quad V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

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

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

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna de debe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

### 3.6.2. COLUMNAS

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.

La armadura es la 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.

#### 3.6.2.1. COLUMNAS CORTAS Y LARGAS

Las Columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente.

Las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde  $l_o$  es la longitud de pandeo

### 3.6.2.2. COMPRESIÓN SIMPLE

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal  $N$  que actúa en el baricentro de la sección. En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

### 3.6.2.3. EXCENTRICIDAD MÍNIMA DE CÁLCULO

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

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

### 3.6.2.4. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción, así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

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

### 3.6.2.5. ARMADURA LONGITUDINAL

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

$$\gamma_m \cdot N_d = 0,89 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + A_s \cdot f_{yd}$$

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

Despejando  $A_s$  de la ecuación:

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

La armadura mínima es:  $A_s = 0,008 \cdot A_c$

La armadura máxima es:  $A_s = 0,08 \cdot A_c$

### 3.6.2.6. ARMADURA TRANSVERSAL

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

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \varphi \text{ de la armadura longitudinal} \end{cases}$$

El diámetro del

estribo será:

$$\varphi_{estribo} \leq \begin{cases} 14 \cdot \varphi \text{ de la armadura longitudinal} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

### 3.6.2.7. LONGITUD DE PANDEO

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.<sup>1</sup>

La longitud de pandeo  $\ell_0$  de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla Nº4.4 en función de la sustentación de la pieza.<sup>2</sup>

### CUADRO N° 3.5

LONGITUD DE PANDEO  $l_0 = K \cdot l$  DE LAS PIEZAS AISLADAS

SUSTENTACIÓN DE LA PIEZA DE LONGITUD $l$ .	K
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

FUENTE: NORMA BOLIVIANA DE HORMIGÓN ARMADO

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a ella. Jiménez Montoya dice "la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, <sup>1</sup> Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 18.6.2, <sup>2</sup> Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 8.3.1.2, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional".

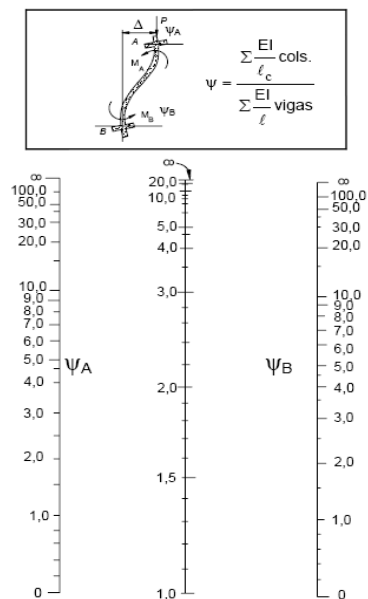
Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{longitud de pandeo } l_0 = k \cdot l$$

$k$  se obtiene con  $\Psi$

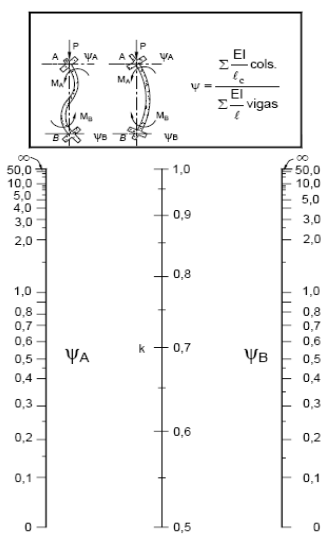
$$\Psi_A = \frac{\sum \left( \frac{EI}{L} \right) \text{ de todos los pilares}}{\sum \left( \frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas}}; \quad (\text{igual para } \Psi_B)$$

**FIGURA N° 3.13**  
**PÓRTICOS TRASLACIONALES**  
 (PARA OBTENER EL VALOR DE K)



FUENTE: NORMA BOLIVIANA DE HORMIGÓN ARMADO

**FIGURA N° 3.14**  
**PÓRTICOS INTRASLACIONALES**  
 (PARA OBTENER EL VALOR DE K)



FUENTE: NORMA BOLIVIANA DE HORMIGÓN ARMADO

### 3.6.2.8. ESBELTEZ GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación  $\lambda_g = \ell_o/h$  entre la longitud de pandeo y la dimensión  $h$  de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación  $\lambda = \ell_o/i_c$  entre la longitud de pandeo y el radio de giro  $i_c$ , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que  $i_c = \sqrt{I/A}$ , siendo  $I$  y  $A$  respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.<sup>1</sup>

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

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

### 3.6.3. LOSAS

Para la estructura del Internado se dispondrán de losas macizas de hormigón armado armadas en dos direcciones. Para determinar manualmente los momentos actuantes en las losas, se aplican las Tablas de Czerny.

#### 3.6.3.1. CÁLCULO DE ARMADURA

Según la norma, determinamos el área de armadura que requiere la losa con las siguientes fórmulas:

$$M_d = 1,6 \cdot M$$

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

$b_w$  = ancho de la pieza, analizamos para un metro de ancho

$\mu_{d \text{ lim}} = 0,332 \rightarrow$  Para losas de hormigón con un acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Con el valor encontrado de  $\mu_d$ , se parte de la tabla universal de cálculo y se encuentra el valor de la cuantía mecánica  $w_s$ . El área de armadura para la losa será:

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

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza; para esto, es necesaria la cuantía geométrica mínima ( $w_{s \text{ mín}}$ ).

Con la cuantía geométrica mínima se encuentra la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

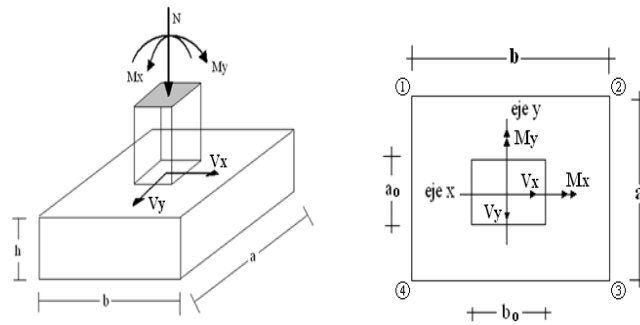
### 3.6.4. ZAPATAS

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas, puesto que las cargas provenientes de la estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas, como así también se tiene un suelo de fundación bueno, como cota de fundación se adopta un nivel de -2 m. Por otro lado las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos en comparación con otros tipos de fundación. En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

#### 3.6.4. 1. DIMENSIONAMIENTO

El cálculo de las zapatas aisladas se realizó de la siguiente manera:

**FIGURA N° 3.15**  
**CARGAS ACTUANTES EN UNA ZAPATA AISLADA**



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

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

Para calcular el peso propio de la zapata, se asume un valor igual al 5% del total de la carga

$$N \cdot P \cdot P_{zapata} = 0,05 \cdot N$$

Para estimar las dimensiones  $a$  y  $b$  de la zapata, se encuentra el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

Se escoge un área mayor a la necesaria, y se determinan las dimensiones tentativas de  $a$  y  $b$ , estos deben ser valores constructivos.

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

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

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el  $\sigma_{min} \geq 0$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con la siguiente fórmula:

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

Dónde:

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$\gamma_f = 1,6$$

El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{m\acute{a}x}$  ó el  $\sigma_{adm}$

Se asume recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto la altura de la zapata será igual a  $d + 5\text{cm}$ .

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 20 cm.

Una vez determinadas las dimensiones que tendrá la zapata, se calcula el peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

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

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata.

Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flexor, y éste sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

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

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

Una vez encontrados los esfuerzos en los extremos de la zapata, se realizan las verificaciones de estabilidad.

### 3.6.4. 2. VERIFICACIÓN AL VUELCO

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

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

### 3.6.4. 3. CÁLCULO DE ARMADURA

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

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

Luego el momento mayorado será:

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

$$\mu_d = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

De tabla, escogemos la cuantía mínima  $w_{s \text{ mín}}$  y con esto se determina la armadura mínima necesaria en la pieza.

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

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

### 3.7. ESCALERAS

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel. Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

- **Peldaño:** es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella o tabica”.
- **Tramo:** Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama Desembarco.
- **Caja de escalera:** es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama Escalera Ciega; y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de Ojo de Escalera.
- **Arranque de escalera:** es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. El ancho mínimo que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

Cuando el rellano o meseta coincide con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

La Altura de Paso o Escapada es: la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; sólo en casos excepcionales y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm., siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

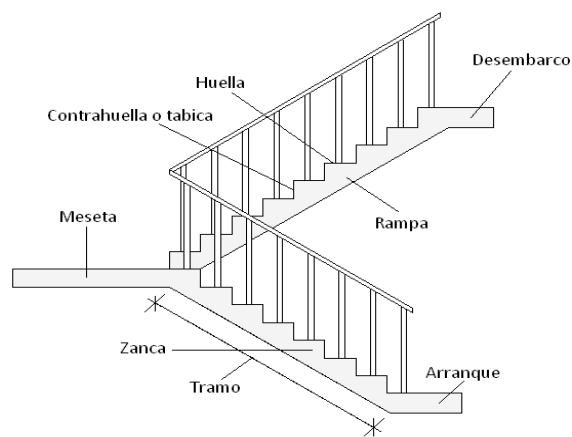
Este espacio o vacío existente entre dos tramos, en la parte central de la escalera, se denomina ojo o hueco de la misma. Cuando esta parte es llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

Las barandillas: son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera.

Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

**FIGURA N° 3.16**  
PARTES CONSTITUTIVAS DE UNA ESCALERA



**FUENTE:** ENCICLOPEDIA PRÁCTICA DEL CONSTRUCTOR, TOMO 4

### **3.8. CUBIERTA ESTÉREO ESTRUCTURA**

#### **3.8.1. GENERALIDADES**

Una estructura metálica espacial puede ser considerada como una extensión al espacio de los sistemas entramados tradicionales; mientras que en estos últimos las líneas de acción son coplanares, en las primeras se ramifican por el espacio.

Los entramados espaciales son estructuras tridimensionales de tipo reticular que se extienden en más de una dirección.

La estructura espacial o estéreo estructura entonces, presenta la posibilidad de distribuir tan ampliamente como sea factible, cualquier acción concentrada de las cargas, disminuyendo las fuertes tensiones en los elementos cargados directamente y aumentando a los otros situados a considerable distancia de la carga.

Las tensiones se igualan en su mayor parte y constituyen sensiblemente un campo de fuerzas homogéneo, confiriendo a la estructura una gran resistencia a las sollicitaciones exteriores.

Los entramados espaciales, además de poseer una gran rigidez y redundancia inherente, permiten cubrir grandes áreas de una manera muy económica, y ofrecen gran flexibilidad de uso en el interior de la estructura al eliminar las columnas interiores. Dichos entramados tienen versatilidad de forma y configuración. Al disminuir las tensiones internas y con ellas las secciones necesarias de los elementos traccionados y comprimidos, se conduce a una economía muy apreciable del material, es decir, de peso propio.

La arquitectura ha evolucionado hasta un estado que se caracteriza por el paso de la construcción tradicional de dos dimensiones a los sistemas de tres dimensiones, abandonando cada vez más las clásicas disposiciones “viga-columna” de los últimos decenios, volcándose hacia las estructuras espaciales conscientes de las ventajas que presentan tanto desde el punto de vista técnico como el artístico.

La transmisión dinámica hacia el arte estructural es evidente a través del desarrollo y optimización que ofrecen los sistemas tridimensionales estudiados y aplicados últimamente, la versatilidad de formas geométricas que ofrecen pueden cubrir grandes claros, adaptándose a los requerimientos particulares de cada proyecto.

Las estéreos estructuras es la solución más ventajosa para resolver cubiertas planas con luces comprendidas entre los 20 y 200 metros. Los entramados espaciales que cubren grandes áreas libres de columnas están soportados generalmente en el perímetro o en las esquinas.

Para la realización de las estructuras de los edificios y en particular de estructuras espaciales, el acero se presenta como un material muy económico, siempre que se exploten racionalmente todas sus propiedades; el aluminio es también un material adecuado que se suele usar para la construcción de estas estructuras.

### **3.8.2. DEFINICIÓN**

Las **estéreo estructuras**, son estructuras espaciales metálicas, compuestas por un gran número de componentes sencillos, generalmente barras y nudos. También se las conoce con el nombre de “mallas espaciales”, y consisten en dos mallas de elementos resistentes, ubicados en planos paralelos de manera que en cada malla existen dos direcciones resistentes y cuyo punto de cruce o intersección se llaman nudos. A pesar de la sencillez de sus componentes, las posibilidades estructurales que se pueden conseguir con estos sistemas son prácticamente ilimitadas, siendo esta una de las principales cualidades de las estructuras estéreo métricas.

### **3.8.3. VENTAJAS DE LAS ESTÉREO ESTRUCTURAS**

Las estéreo estructuras presentan un sinnúmero de ventajas, a continuación se citan algunas de ellas:

### **3.8.3.1. COSTO**

Las estructuras están compuestas generalmente de un gran número de elementos semejantes relativamente pequeños, de forma y dimensiones estandarizadas.

Estos elementos se fabrican en serie, con lo que se logra una reducción importante en los costos de fabricación; pueden ser fácilmente almacenados, embalados y transportados, sin grandes gastos sobre grandes distancias.

### **3.8.3.2. ECONOMÍA DEL MATERIAL**

Las fuerzas solicitantes no están soportadas únicamente por los elementos directamente cargados, sino por otros numerosos elementos vecinos.

De ello resulta un mejor reparto y una disminución de esfuerzos en las barras, y por tanto una reducción de las secciones necesarias; la ganancia de peso así obtenida influye favorablemente sobre el costo de las fundaciones.

### **3.8.3.3. SEGURIDAD**

Una avería local a una barra no provoca en las barras vecinas una reacción en cadena, que podría traer consigo el hundimiento de la obra; sobrecargas locales pueden actuar sin que aparezcan puntas de tensiones demasiado marcadas en los elementos, incluso bajo la acción de fuego; las estructuras espaciales en celosías conservan un alto grado de estabilidad.

### **3.8.3.4. RESUELVE GRANDES LUCES**

La tendencia actual es de salvar luces cada vez mayores, ya se trate de construcciones para la industria, los deportes o los esparcimientos. Las estereos estructuras constituyen frecuentemente la solución adecuada al problema de la cobertura de grandes superficies.

### **3.8.3.5. FÁCIL MONTAJE**

Las estéreo estructuras son concebidas o fabricadas para una puesta en obra muy sencilla, por estar diseñadas por lo general con elementos estructurales de sección y longitud constante que son transportados a obra totalmente desarmados, su montaje es sencillo y rápido.

### **3.8.3.6. ESTRUCTURAS TEMPORALES**

Por tener un sistema de instalación 100% apernada o atornillable, (la mayoría de sus sistemas constructivos), su montaje y desmontaje es fácil y rápido, por lo tanto se lo puede usar para construcciones temporales.

## **3.8.4. CONFIGURACIÓN Y FORMAS DE LAS ESTÉREO ESTRUCTURAS**

Las estéreo estructuras o entramados espaciales tienen una gran versatilidad de formas y configuraciones; puede utilizarse un módulo estándar para generar parrillas planas, bóvedas cilíndricas, cúpulas y formas arbitrarias.

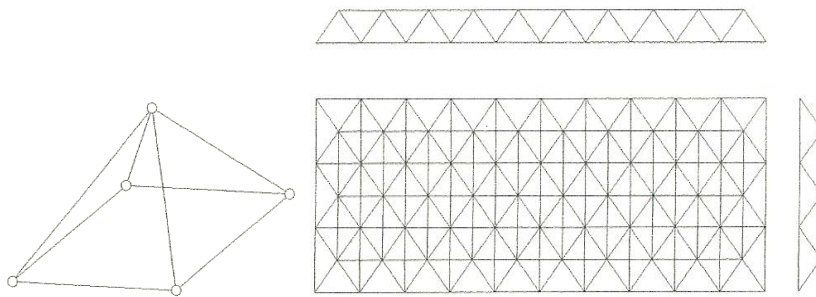
### **3.8.4.1. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA O TIPOS DE MALLAS**

Se conoce por tipos de mallas a una determinada disposición geométrica sencilla que por repetición y yuxtaposición genera la geometría de la malla espacial.

A continuación se nombran algunos tipos fundamentales de las configuraciones geométricas que se pueden obtener con las estéreo estructuras.

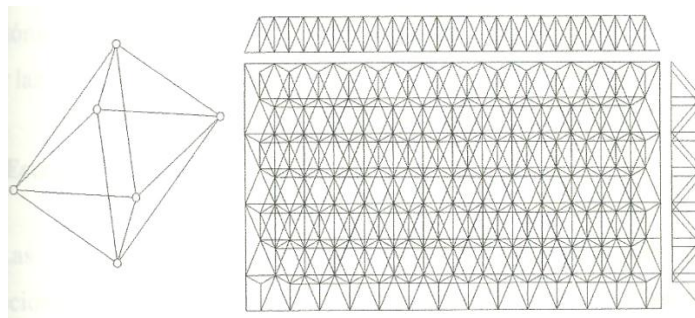
- Mallas octaédricas

**FIGURA N° 3.17 VISTA EN PLANTA DE MALLAS OCTOÉDRICAS**



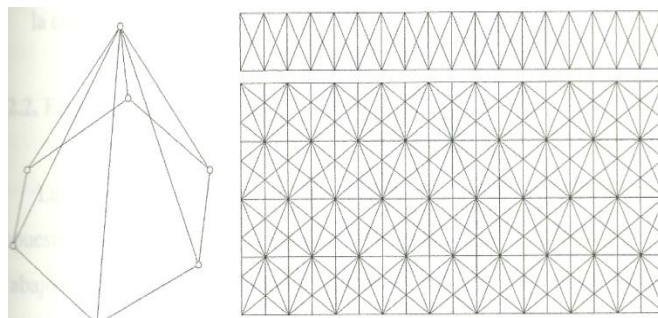
- Mallas tetraédricas

**FIGURA N° 3.18 SISTEMAS RETICULADOS ESPACIALES COMPUESTOS POR TETRAEDROS Y OCTAEDROS**



- Mallas hexaédricas

**FIGURA N° 3.19 SISTEMAS RETICULADOS BASADOS EN LA PIRÁMIDE HEXAGONAL**



### 3.8.4.2. FORMAS DE LAS ESTÉREO ESTRUCTURAS

Las estéreo estructuras pueden obtener diversas formas, según el diseño arquitectónico del proyecto, a continuación se citan las diferentes formas que pueden concebir las estructuras espaciales.

- Estructuras planas
- Estructuras multicapas
- Cubiertas de simple curvatura
- Cubiertas de doble curvatura

### 3.8.5. UNIONES

- Las uniones o nudos, es la intersección de varias barras que en una malla espacial, tiene un doble contenido. En primer lugar, deben garantizar la transmisión de esfuerzos a lo largo de la estructura. Por considerarse las barras articuladas en ellos, estarán sometidos solamente a esfuerzos de tracción o compresión, determinables a partir de las fuerzas que les transmiten las barras concurrentes.

- En segundo lugar, deben facilitar el proceso constructivo de la malla y, por consiguiente, absorber la inevitable dispersión en las longitudes de las barras, respecto de los valores teóricos de las mallas, al igual de las posibles defectuosas fijaciones en el espacio, de los propios nudos.

- Los nudos conectores son diseñados de manera tal de resolver los aspectos de capacidad estructural para resistir las acciones que sobre ellos ejercen las barras, así como los aspectos relacionados con la fabricación de manera que resulta un elemento industrializable de calidad uniforme y controlada.

- Los nudos están asociados al diámetro de los elementos por conectar, el que a su vez dependerá de la combinación de luces y nivel de solicitaciones exteriores.

En general los nudos están fabricados con acero de alta resistencia, con una geometría tal que se minimizan los momentos secundarios.

Los nudos sirven para absorber la dispersión de las longitudes de las barras facilitando el proceso constructivo de las mallas.

El sistema de unión utilizado entre los diferentes elementos pueden ser bulón o perno, tuerca y arandela. De esta forma, se logra un sistema de montaje rápido y simple.

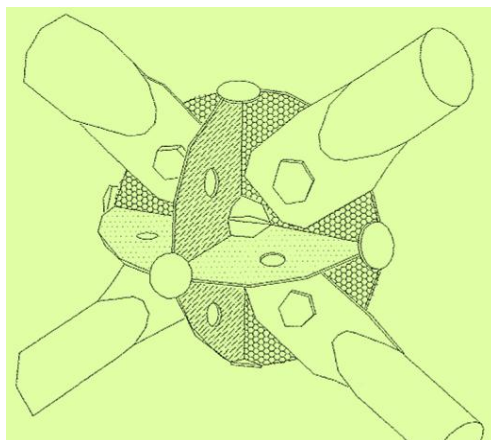
El elemento fundamental de los sistemas estructurales en tres dimensiones, está constituido por los nudos; este suele constituir el elemento patentado por los sistemas estructurales que fabrican este tipo de estructuras.

- La mayor parte de los elementos espaciales tiene nudos concéntricos; es decir, los ejes centroidales de todos los miembros que concurren en el nudo se interceptan en un punto de trabajo común en el centro del nudo. Sin embargo, algunos sistemas, tiene nudos excéntricos. En éstos debe considerarse la flexión local de los miembros además de los esfuerzos básicos del nudo y de los miembros.

A continuación se presentan imágenes mencionando algunos nudos que se utilizan en la construcción de estereo estructuras:

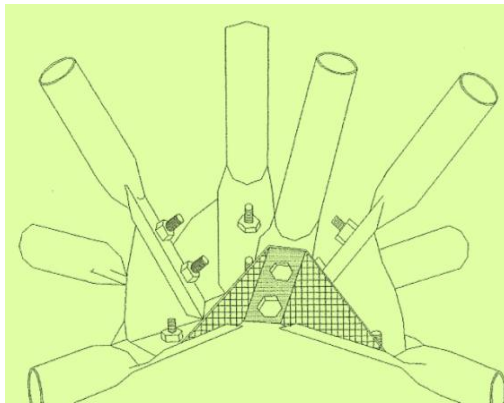
- Nudo ES

**FIGURA N° 3.20 NUDO UNIÓN ES**



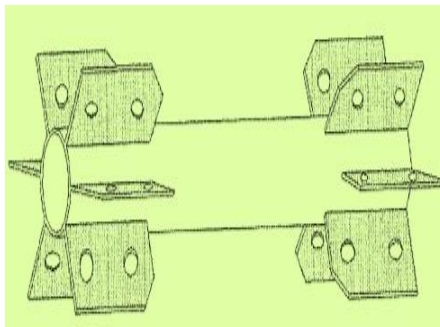
- Nudo ET

**FIGURA N° 3.21 NUDO UNIÓN ET**



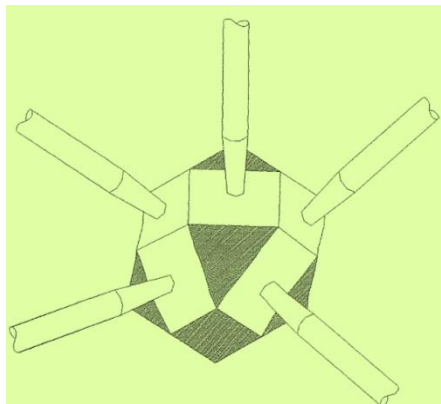
- Nudo Rotor

**FIGURA N° 3.22 NUDO O UNIÓN ROTOR**



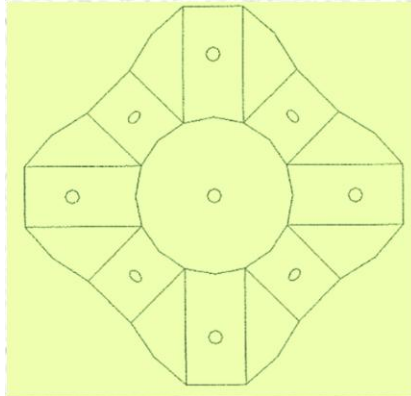
- Nudo Esférico

**FIGURA N° 3.23 NUDO ESFÉRICO**



- Nudo en Placa

**FIGURA N° 3.24** NUDO EN PLACA USADO  
POR EL SISTEMA UNISTRUT



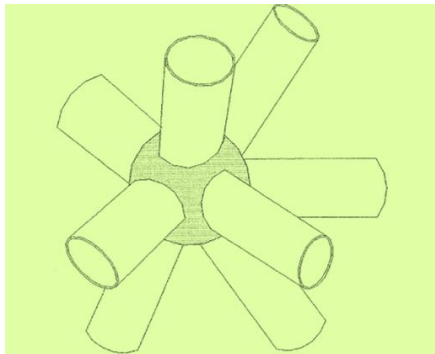
- Nudos Deformados

**FIGURA N° 3.25** NUDO DEL SISTEMA TRIODETIC



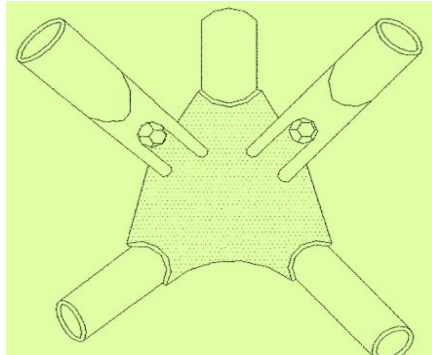
- Nudos Esféricos Soldados

**FIGURA N° 3.26** NUDO DE UNIÓN DEL SISTEMA  
“OKTPLATE” ALEMAN



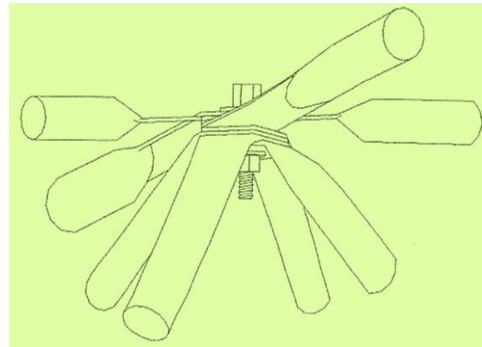
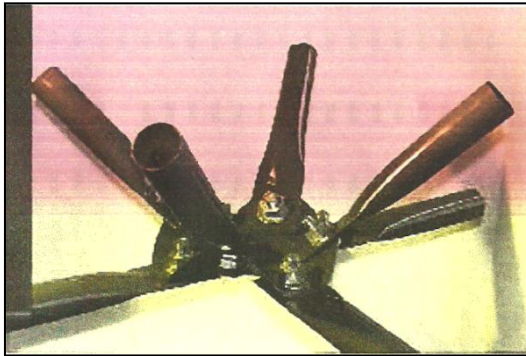
- Nudo en Semiconchas y Horquilla

**FIGURA N° 3.27 UNIONES DEL SISTEMA “NODUS”**



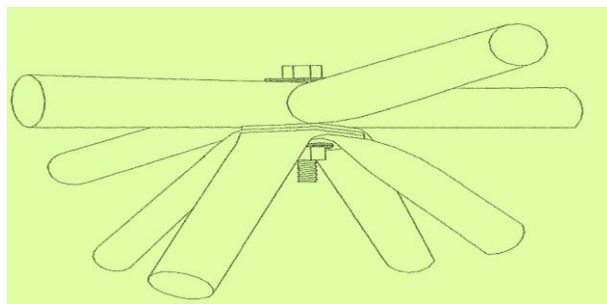
- Uniones Empernadas

**FIGURA N° 3.28 UNIONES EMPERNADAS**



- Uniones Mixtas

**FIGURA N° 3.29 UNIÓN MIXTA (SOLDADA Y EMPERNADA)**



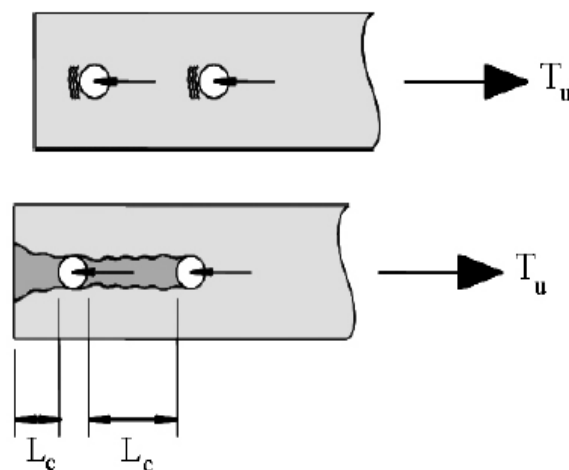
El montaje de estructura de acero por medios de pernos, tornillos o bulones, es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura. Aunque el costo de adquisición de un perno de alta resistencia es varias veces mayor que el de un remache el costo total de una construcción atornillada o empernada es menor que el de la construcción remachada, debido a los menores costos por mano de obra.

Existen varios tipos de pernos que pueden usarse para conectar miembros de acero. Entre ellos se tiene los pernos ordinarios y comunes designados como A307 por la ASTM. Otro tipo de bulones están los pernos de alta resistencia, estos se fabrican a base del acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; existen dos tipos básicos de pernos según la clasificación de la ASTM, los A325 Y A490.

Los pernos o tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta que se alcancen esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre las tuercas del perno y su cabeza.

En la juntas empernadas pueden ocurrir fallas las que se muestran en las figura 3.30.

**FIGURA N° 3.30**  
UNIÓN APERNADA: FALLA POR  
APLASTAMIENTO Y CORTE EN LA PLANCHA

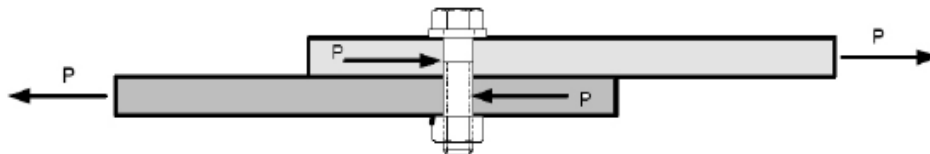


### 3.8.5.1. CONEXIÓN TIPO FRICCIÓN Y TIPO APLASTAMIENTO

Cuando los tornillos de alta resistencia se tensan por completo, las partes conectadas quedan abrazadas fuertemente entre sí; se tiene entonces una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto. Esta resistencia es igual a la fuerza al apretar multiplicada por un coeficiente de fricción.

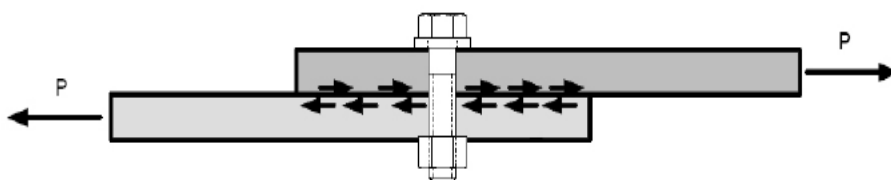
Si la fuerza cortante es menor que la resistencia permisible por fricción, la conexión se denomina tipo fricción figura 3.32. Si la carga excede a la resistencia por fricción, habrá un deslizamiento entre los miembros con un posible degollamiento de los tornillos y al mismo tiempo las partes conectadas empujarán sobre los tornillos como se muestra en la figura 3.31.

**FIGURA N° 3.31**  
UNIÓN TIPO APLASTAMIENTO



Las superficies de las juntas, incluida las adyacentes a las roldanas, deben estar libres de escamas, polvo rebadas y otros defectos que puedan impedir un contacto pleno entre las partes. Es necesario que las superficies de las partes conectadas tengan pendientes no mayores de 1 en 20 con respecto a las cabezas y tuercas de los tornillos a menos que se usen roldanas biseladas. En juntas tipo fricción las superficies de contacto también deben estar libres de aceite, pintura y lacas.

**FIGURA N° 3.32**  
UNIÓN TIPO DESLIZAMIENTO CRÍTICO



### 3.8.5.2. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

La resistencia al aplastamiento de una conexión atornillada, se basa en la resistencia de las partes conectadas y del arreglo de los tornillos. Su resistencia calculada depende de la separación entre los tornillos, de sus distancias a los bordes, de la resistencia  $F_u$  especificada a tensión de las partes conectadas, así como de sus espesores.

La resistencia de diseño por aplastamiento de un tornillo es igual a  $\Phi$  (0,75) veces la resistencia nominal por aplastamiento de la parte conectada ( $R_n$ ).

$$R_n = \Phi \cdot 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

Dónde:

$d$  = Diámetros de los tornillos

$t$  = Espesor de los miembro conectado

$F_u$  = Resistencia ultima de diseño.

### 3.8.6. SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Las barras están materializadas por tubos de acero, con costura soldada eléctricamente según las normas; y cuyos extremos son transformados en paletas de vinculación. Para el desarrollo de estos elementos, las empresas fabricantes realizan una intensa investigación en laboratorios específicos de este tema.

Estos elementos estructurales trabajan en tensión; y generalmente son fabricados en serie para lograr una economía en el costo final de la cubierta; para esta se trata de diseñar los elementos de la misma sección circular e igual longitud.

Entre las secciones transversales de las barras utilizadas en las estereo estructuras, están las siguientes.

- **Sección Hueca**

La sección transversal hueca circular es la más usada en las etéreas estructuras; son tubos de acero fabricados con normas y técnicas requeridas por las estéreo estructuras. También es usado en estas estructuras la sección hueca cuadrada donde sus lados son iguales y la sección hueca rectangular que se encuentra en el mercado en diferentes dimensiones y tamaños.

- **Sección Maciza**

Son cables de acero que trabajan como tirantes, de sección circular maciza, los hay de diferentes diámetros

- **Sección en Perfiles**

Algunos sistemas usan perfiles metálicos, tales como perfil L, perfil I, el perfil C y algunos otros según el requerimiento del sistema patentado que se adopte y los requerimientos de la estructura.

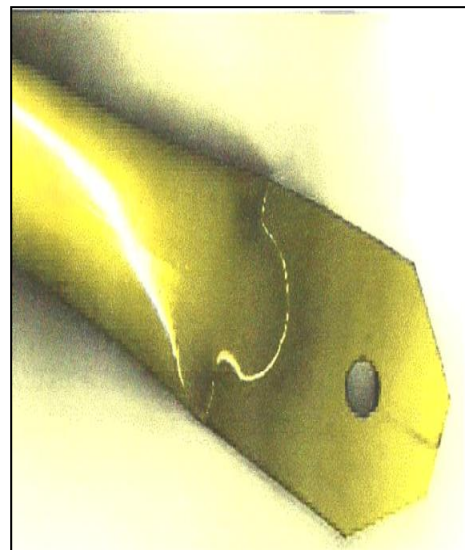
En las gráficas siguientes se observa componentes de estéreo estructura

### **FIGURA N° 3.33**

#### **BARRAS CON EXTREMOS APLASTADOS**



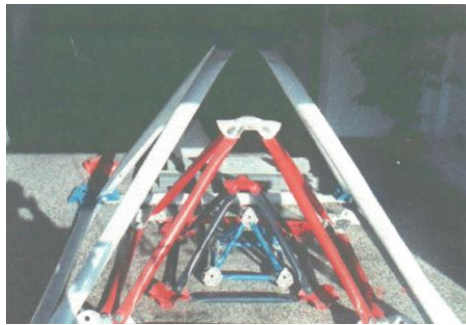
**FUENTE: FAPYM. ARGENTINA**



**FUENTE: FAPYM. ARGENTINA**

**FIGURA N° 3. 34**

**PIRÁMIDE, COMPONENTE ESTRUCTURAL DE LAS ESTÉREO ESTRUCTURAS**



**FUENTE: FAPYM. ARGENTINA**

### **3.8.7. APLICACIONES DE LAS ESTÉREO ESTRUCTURAS**

Las estéreo estructuras tienen un sinnúmero de aplicaciones por su fácil adaptabilidad a diversas formas geométricas. Entre estas numerosas aplicaciones se citan las siguientes edificaciones donde se emplean las estéreo estructuras.

- Las terminales Ferroviarias, aéreas y de ómnibuses.
- Los Gimnasios.
- Naves Industriales.
- Complejos Deportivos, (canchas de tenis, coliseos, estadios, etc.)
- Shopping Centers.
- Estacionamientos.
- Cielorrasos Virtuales.
- Estructuras Decorativas.
- Pabellones o Tinglados para Feria y Stands.
- Pasarelas
- Estaciones de Servicio y Ventas de Combustible.
- Fachadas Ornamentales y Decorativas.
- Supermercados.
- Iglesias.

### 3.8.8. ESTEREO ESTRUCTURAS EN BOLIVIA

A continuación se presenta un esquema fotográfico del empleo de estereo estructuras, en diferentes lugares de nuestro país.

**FIGURA N° 3. 35**

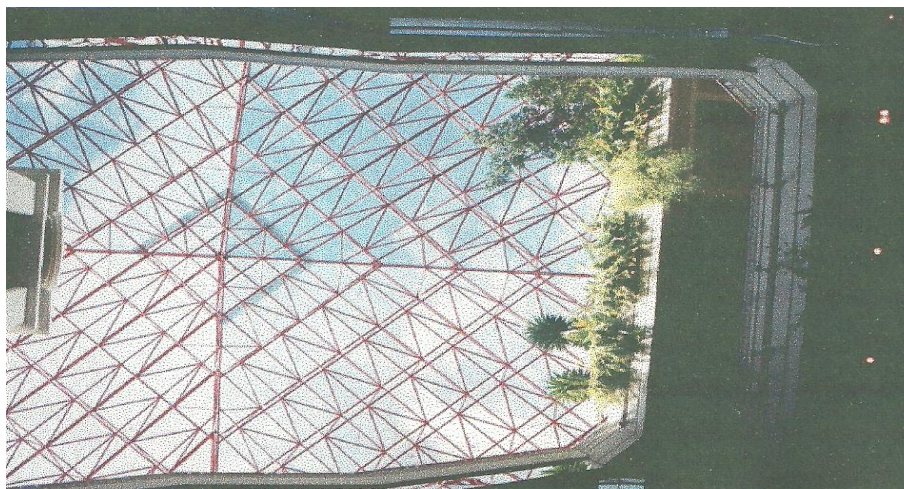
CUBIERTA EN ESTÉREO ESTRUCTURA DE LA TRIBUNA DE PREFERENCIA DEL ESTADIO “TAHUICHI AGUILERA” DE LA CIUDAD DE SANTA CRUZ



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 3. 36**

CUBIERTA EN ESTÉREO ESTRUCTURA DEL SHOPPING NORTE EN LA CIUDAD DE LA PAZ



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 3. 37**

CUBIERTA EN ESTÉREO ESTRUCTURA DE UN PUESTO DE CONTROL DEL  
AEROPUERTO EL ALTO EN LA CIUDAD DE LA PAZ



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 3. 38**

ESTÉREO ESTRUCTURA DE LA EXPOSICIÓN DE VEHÍCULOS GALINDO EN LA  
CIUDAD DE COCHABAMBA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 3. 39**  
CUBIERTA EN ESTÉREO ESTRUCTURA DE LA ESTACIÓN DE SERVICIOS  
“MONTES” EN LA CIUDAD DE LA PAZ



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

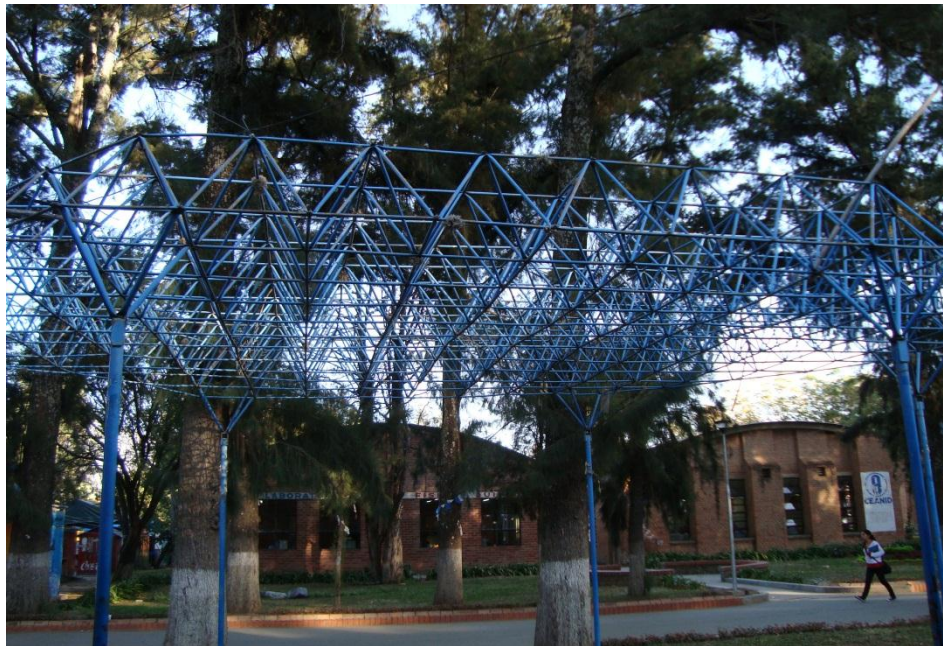
**FIGURA N° 3. 40**  
CUBIERTA EN ESTÉREO ESTRUCTURA DEL EDIFICIO “ZUBER”  
EN LA CIUDAD DE COCHABAMBA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 3. 41**

ESTÉREO ESTRUCTURA EN LA U.A.J.M.S. EN LA CIUDAD DE TARIJA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 3. 42**

ESTÉREO ESTRUCTURA EN AREA VERDE DE LA U.A.J.M.S. EN LA CIUDAD DE TARIJA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

## CAPÍTULO IV

### DESARROLLO DE LA INGENIERIA Y RESULTADOS

#### 4.1. NORMAS DE DISEÑO

Para el diseño de la parte Estructural de este proyecto, se empleara la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87, complementada con bibliografía de diferentes autores.

El diseño de la Cubierta Estéreo estructura se efectuará aplicando el Manual de Load Resisten Forces Desing “LRFD”.

#### 4.2. MATERIALES UTILIZADOS

- **Especificaciones técnicas del acero, para la cubierta.**

Módulo de elasticidad longitudinal (E): 2100000 Kg/cm<sup>2</sup>

Coefficiente de Poisson en periodo elástico ( $\mu$ ): 0.3

Coefficiente de dilatación térmica ( $\alpha_a$ ):  $12 \cdot 10^{-6}$  cm/cm °C

- **Características mecánicas del tubo seleccionado, para la cubierta.**

Designación del acero A36

Límite de rotura mínimo ( $f_u$ ): 2530 Kg/cm<sup>2</sup>

Límite de fluencia mínimo ( $f_y$ ): 4080 Kg/cm<sup>2</sup>

- **Especificaciones para la estructura de hormigón armado.**

##### Hormigón

Resistencia Característica (a los 28 días)  $f_{ck}$ : 210 kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad: 210000 kg/cm<sup>2</sup>

Acero

Límite de fluencia  $f_{yk}$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad: 2100000 kg/cm<sup>2</sup>

### 4.3. TOPOGRAFÍA

El terreno disponible para el proyecto, tiene una pendiente mínima, a simple vista se aprecia un terreno completamente plano, el Anexo II muestra un detalle del levantamiento topográfico del terreno.

### 4.4. ANÁLISIS DE SUELOS

La resistencia del suelo se ha determinado aplicando el método Ensayo de Penetración Normal “SPT”.

El SPT realizado a una profundidad de 2 m da como resultado un suelo compuesto de arcilla inorgánica de media plasticidad, con presencia de limos y arenas cuya capacidad portante es de 1,35 Kg/cm<sup>2</sup>.

#### FIGURA N° 4.1

#### ENSAYO “SPT” EN EL AREA DE PROYECTO



FUENTE: ELABORACION PROPIA (Ref. Anexo III)

**FIGURA N° 4.2**

POZO EXCAVADO PARA ENSAYO SPT



FUENTE: ELABORACION PROPIA

**FIGURA N° 4.3**

SUELO ARCILLOSO



FUENTE: ELABORACION PROPIA

#### 4.5. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico de la Terminal se puede apreciar en los planos de arquitectura, consta de tres niveles transitables, Planta baja, Mesanine y Alta, además de una cubierta curva en estéreo estructura fig. 4.4, a continuación se presenta una vista del mismo:

**FIGURA N° 4.4**

ESQUEMA DE LA TERMINAL DE BUSES



FUENTE: GOB. AUTONOMO MUNICIPAL DE VILLA MONTES

#### 4.6. MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural de la Terminal de Buses fue definido según la siguiente disposición.

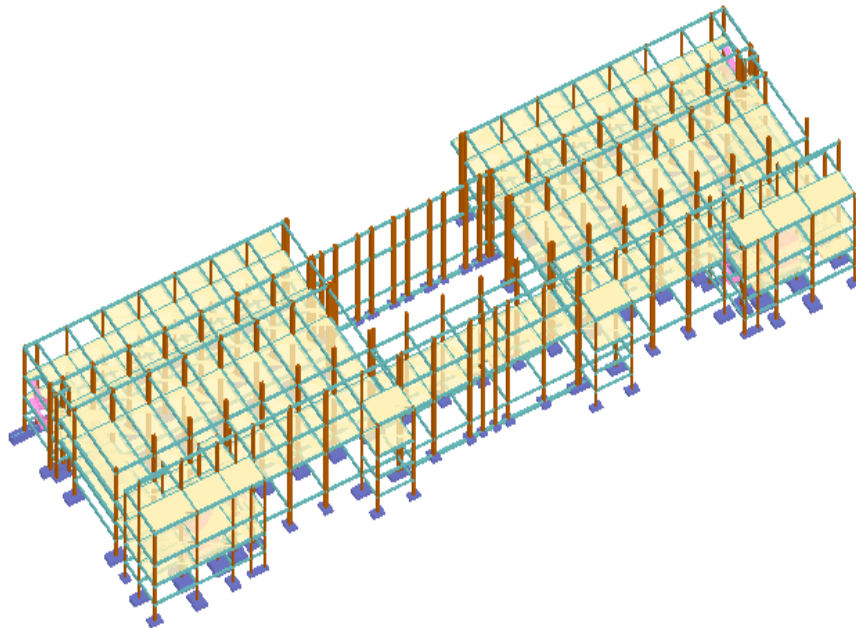
La cubierta estéreo estructura está conformada por pirámides de barras tubos que son cuatro tubos inclinados y cuatro que forman una base, y en si toda la estructura.

Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección rectangular y vigas de arriostramiento (sobre cimientos y encadenado) de sección rectangular. Las losas serán casetonadas de hormigón armado.

En cuanto a las fundaciones, estarán compuestas de zapatas aisladas, como cota de fundación se adopta un nivel de - 2 m.

Por otro lado las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos en comparación con otros tipos de fundación.

**FIGURA N° 4.5**  
ESQUEMA ESTRUCTURAL DE LA TERMINAL DE BUSES



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

#### 4.6.1. NIVELES DE LAS PLANTAS

Las plantas tienen las siguientes elevaciones:

**CUADRO N° 4.1**  
NIVELES DE LA INFRAESTRUCTURA

N°	Niveles	Cota en metros
5	Techo	C. Superior:14,75
		C. Inferior: 10,00
4	Techo intermedio	10,5
3	Planta alta	6,00
2	Planta mesanine	3,00
1	Planta baja	-
0	Cimentación	-2,00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

#### 4.7. CÁLCULO ESTRUCTURAL

El cálculo estructural se realizó con la ayuda del programa computacional Cypecad Ingenieros Versión 2010.a.

Todo el diseño de la estructura fue basado en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87, para calcular con el programa, se utilizó la Norma Española EH 91, ya que la norma Boliviana está basada en la norma Española.

A manera de verificar los resultados obtenidos con el programa, se realizará un cálculo de un elemento estructural, (losa, viga, columna, zapata) los cuales se encuentran más adelante, y se compararán los resultados obtenidos manualmente y con el programa, para así poder sacar conclusiones propias y específicas.

#### **4.7.1. ANÁLISIS DE CARGAS**

##### **4.7.1.1. CARGA ACTUANTE DEBIDO AL PESO DE LA CALAMINA POR NUDO**

Calamina ondulada de 1 mm espesor, Ref. Anexo I.

Peso por metro cuadrado:  $10 \text{ Kg/m}^2$

Área de influencia del nudo:  $1 \text{ m}^2$

Carga en el nudo =  $10 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m}^2 = 10,00 \text{ Kg}$

##### **4.7.1.2. GRANIZO**

Del Anexo I. Cuadro A5 se obtiene:

Peso específico del hielo:  $900 \text{ Kg/m}^3$

Altura de hielo adoptada: 2 cm

Área de influencia del nudo:  $1 \text{ m}^2$

Carga en el nudo =  $900 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,02\text{m} \cdot 1,00 \text{ m}^2 = 18,00 \text{ Kg}$

##### **4.7.1.3. VIENTO**

El Anexo IV, indica como se ha determinado la carga de viento para una velocidad igual a 120 Km/h.

##### **4.7.1.4. JUNTA DE DILATACIÓN**

Espesor de la junta de dilatación: 3 cm.

En el Anexo IV, se demuestra el espesor de la junta de dilatación.

#### 4.7.1.5. MURO DE LADRILLO

El peso de los materiales se obtiene del anexo I.

Peso específico del ladrillo:  $1000 \text{ Kg/m}^3$

Peso específico del mortero:  $1900 \text{ Kg/m}^3$

Espesor del revoque de mortero: 2cm

Altura del muro: 3 m

Espesor del ladrillo: 0, 12 m

Peso del mortero:  $2 \cdot (1900 \text{ Kg/m}^3 \cdot 3 \text{ m} \cdot 0, 02 \text{ m}) = 228 \text{ Kg/m}$

Peso del ladrillo:  $1000 \text{ Kg/m}^3 \cdot 3 \text{ m} \cdot 0, 12 \text{ m} = 360 \text{ Kg/m}$

Peso total del muro:  $360 \text{ Kg/m} + 228 \text{ Kg/m} = 588 \text{ Kg/m}$

#### 4.7.1.6. VIDRIO

Referencias en el Anexo I.

El peso unitario del vidrio:  $10 \text{ Kg/m}^2$

Espesor del vidrio: 4 mm

Altura del vidrio: 3 m

Peso muro de vidrio:  $10 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 30 \text{ Kg/m}$

El valor de las sobrecargas de uso, se obtiene del Anexo I.

#### 4.7.1.7. LOSAS

Losas	$300 \text{ Kg/m}^2$
-------	----------------------

#### 4.7.1.8. ESCALERAS

Escaleras accesos	$400 \text{ Kg/m}^2$
-------------------	----------------------

### CUADRO N° 4.2

## RESUMEN DE CARGAS Y SOBRECARGAS

Descripción	Cargas	Unidad
<b>Calamina</b>	10,00	kg
<b>Granizo</b>	18,00	kg
<b>Viento</b>	154,44	kg
	95,04	kg
	47,52	kg
<b>Muro ladrillo</b>	588,00	Kg/m
<b>Muro de vidrio</b>	30,00	Kg/m
<b>Sobrepiso</b>	50,00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Losas</b>	300,00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>escaleras</b>	400,00	Kg/m <sup>2</sup>

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**4.7.2. HIPÓTESIS DE CARGA MÁS DESFAVORABLE**

Para el cálculo estructural de la cubierta, se aplican las siguientes hipótesis de carga:

$$U1=1.4 D$$

$$U2=1.2 D+1.6 R + 0.8 W$$

$$U3=1.2 D+1.3 W + 0.5 R$$

Dónde:

D= Cargas muertas.

W= Fuerzas de viento.

R= Carga de hielo.

Para el cálculo hormigón armado, se aplican las siguientes hipótesis de carga:

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

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

Dónde:

G: Cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

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

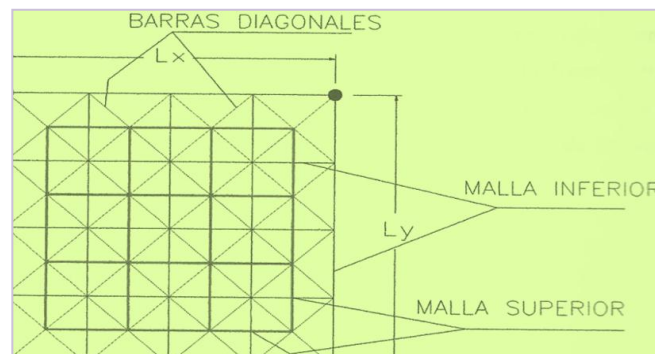
W: Carga del viento.

### 4.7.3. DISEÑO DE LA CUBIERTA

El cálculo de las fuerzas internas en la estéreo estructura, se realizó con la ayuda del programa SAP 2000-V14, mientras que el dimensionamiento de los elementos más solicitados se calculó manualmente.

Pendiente cubierta = 9,77 %.

**FIGURA N° 4.6**  
ESTÉREO ESTRUCTURA EN PROYECCIÓN HORIZONTAL

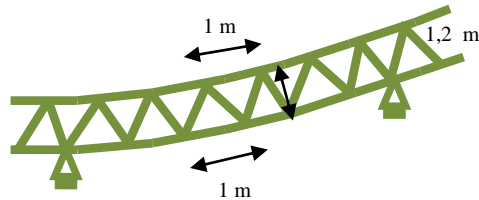


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

La estéreo estructura está constituida por conexiones atornilladas o apernadas y barras de tubo se sección circular, formando pirámide de base cuadrada cuyo modulo es 1 por 1 metros por 1,20 de altura.

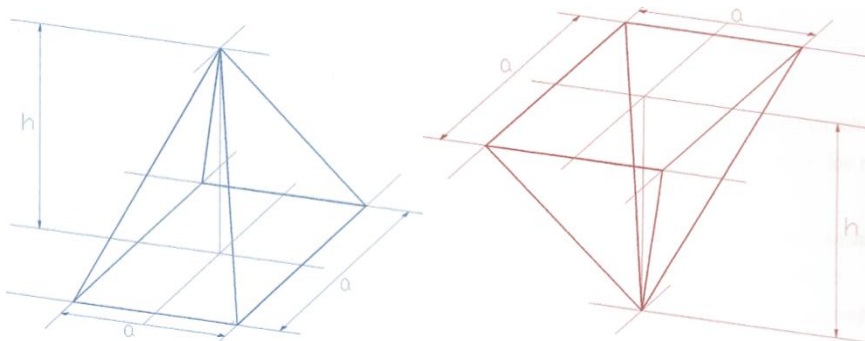
Forma de la estéreo estructura: Es una estructura de curvatura simple.

**FIGURA N° 4.7**  
FORMA DE LA ESTÉREO ESTRUCTURA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**FIGURA N° 4.8**  
PIRÁMIDE CON EL VÉRTICE HACIA ARRIBA Y HACIA ABAJO



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Tipo de malla: El tipo de malla a usar en el proyecto es la octaédrica.

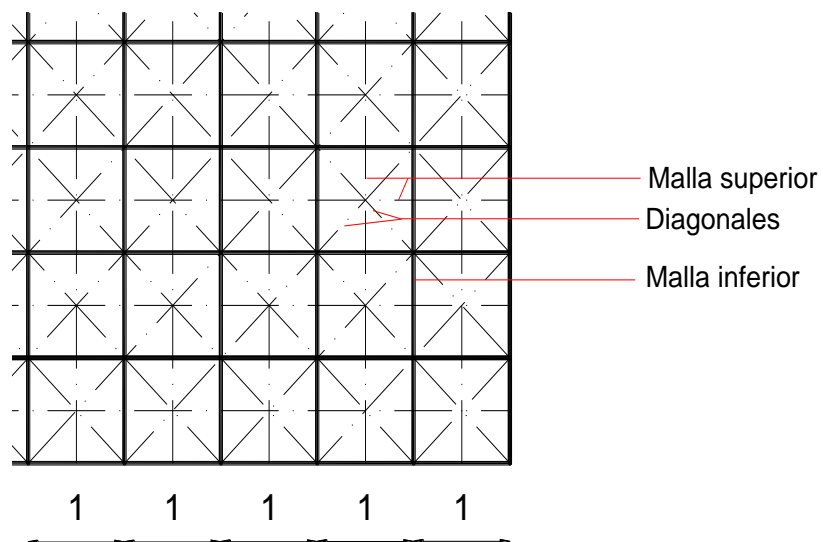
#### 4.7.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTEREO-ESTRUCTURA

El área total de la cubierta es 27,60 m x 97,00 m, para el diseño se divide en dos: la primera es de 27,6 m x 36 m y la segunda es de 27,6 m x 25 m. El diseño de la cubierta se detalla en el Anexo IV.

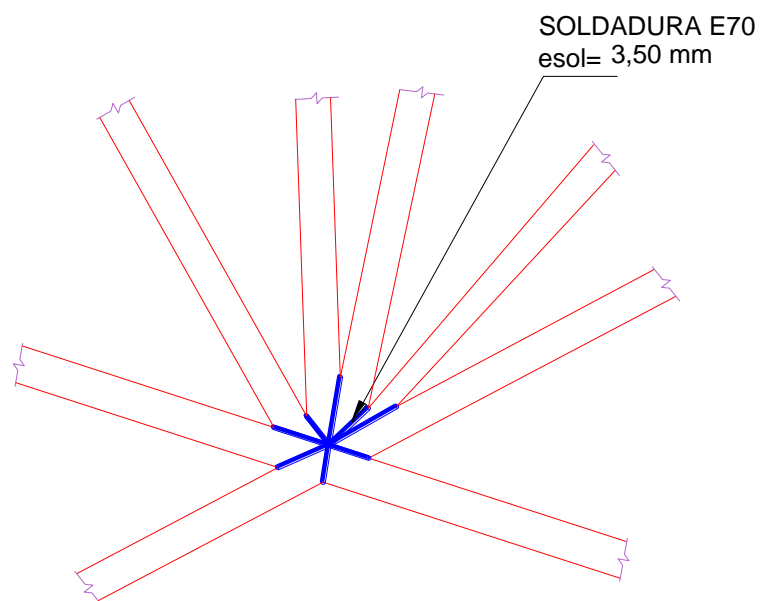
### 4.7.3.2. DISEÑO DE LA UNIÓN

#### 4.7.3.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES

**FIGURA N° 4.11**  
**ESQUEMA DE LA UNION**



a) Vista en planta de la cubierta



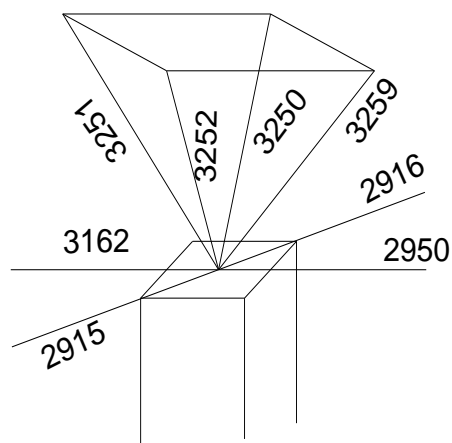
b) Esquema de la unión soldada

#### 4.7.3.2.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

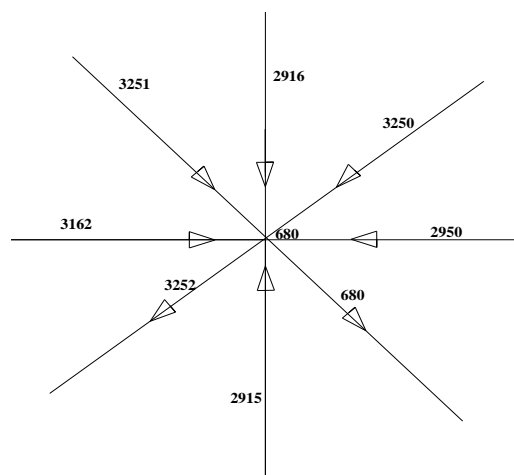
Se analizará el nudo inferior N° 680 de la cubierta estereó estructura, porque en él, se generan los mayores esfuerzos.

**FIGURA N° 4.12**

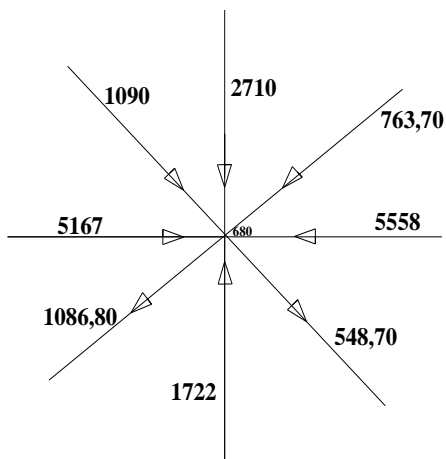
**GRAFICAS DE LOS PASOS PARA OBTENER LA RESULTANTE**



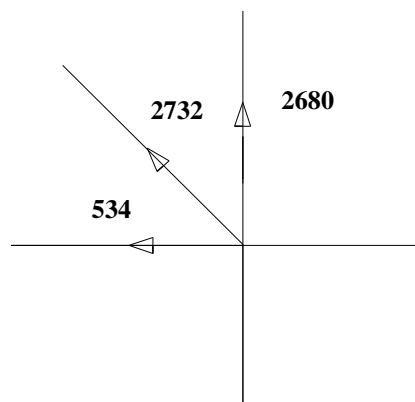
a) Numeración de barras



b) Numeración de barras



c) fuerzas axiales en Kg



d) Resultante

### Diseño de la Soldadura

$$P_u = 2680 \text{ Kg}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Acero A36

Electrodo E70

$$t_{\text{sold.min}} = 3 \text{ mm} \quad \left(\frac{1}{8}''\right)$$

$$\text{Long. soldadura} = 25,40 \text{ mm} \quad (1'') \quad \text{Asumido}$$

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = 0,707 \cdot t_{\text{sold.}} = 2,24 \text{ mm}$$

$$\text{Capacidad de la soldadura por pulg} = \phi \cdot F_w = 493,69 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Capacidad total de la soldadura} = 2507,94 \text{ kg}$$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{P_u}{\text{cap.total}} = 2,73 \text{ cm} = 27,30 \text{ mm}$$

Use soldadura:

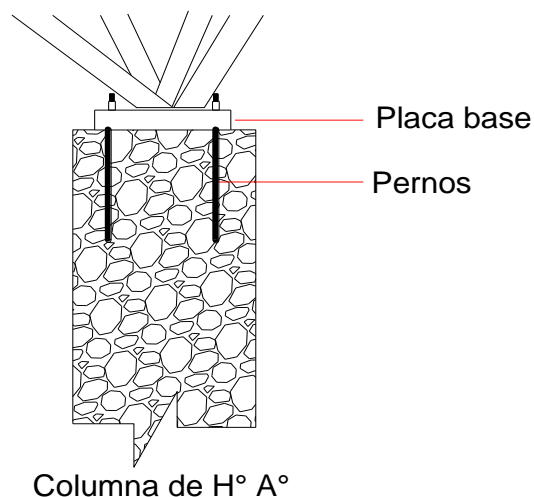
$$t_{\text{sold.}} = 3,20 \text{ mm}$$

$$\text{Long. sold.} = 38 \text{ mm} \quad (1 \frac{1}{2}'')$$

### 4.7.3.3. CONEXIÓN ENTRE LA CUBIERTA Y LA COLUMNA

FIGURA N° 4.13

DETALLE DE LA CONEXIÓN ENTRE LA CUBIERTA Y LA COLUMNA



FUENTE: ELBORACIÓN PROPIA

- **Diseño al aplastamiento de la placa base**

$$P_{U \text{ solicitada}} = 5343,10 \text{ kg}$$

Características geométricas del perno

$$d_p = 19,05 \text{ mm}$$

$$A_p = 2,850 \text{ cm}^2$$

$$L_{perno} = 30 \text{ cm}$$

$$t_{placa} = 6 \text{ mm}$$

Resistencia de diseño por cortante simple del perno A325

$$P_u = \phi_t \cdot R_v \cdot A_p \cdot N^{\circ} \text{ pernos}$$

$$P_u = 7213,65 \text{ Kg}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento del perno A325

$$P_u = \phi_t \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_{placa} \cdot F_u$$

$$P_u = 6749,45 \text{ Kg (de los tubos)}$$

$$P_u = \phi_t \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_{placa} \cdot F_u$$

$$P_u = 6749,45 \text{ Kg (de la placa base)}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento de la placa base

$$P_u = \phi_t \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_{placa} \cdot F_u$$

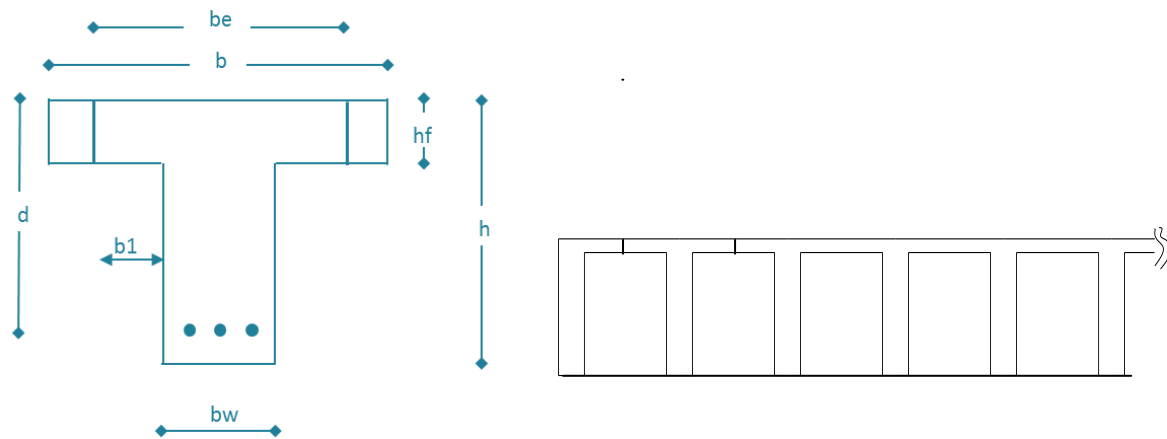
$$P_u = 6749,45 \text{ Kg}$$

El espesor adoptado para la placa es  $t_{placa} = 6 \text{ mm}$  ( $\frac{1}{4}$  “)

#### 4.7.4. DISEÑO DE LA LOSA CASETONADA

Se realizará el cálculo de la Losa N° 9, que se presenta a continuación:

**FIGURA N° 4.13**  
DETALLE DE LA LOSA CASETONADA



$$M_d = 237248 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad \text{luz} = 0,50 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad h_f = 5 \text{ cm}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad b_w = 12 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 33 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 50 \text{ cm}$$

##### 4.7.4. 1. ARMADURA LONGITUDINAL

$$\frac{h_f}{h} = \frac{5}{35} = 0,1 \quad ; \quad \frac{l}{b_w} = \frac{0,50 \cdot 100}{12} = 4,2 \quad ; \quad \frac{2l}{b - b_w} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 100}{50 - 12} = 2,63$$

Con los valores de las relaciones anteriores y de tabla A21 (Anexo II):

$$b'_e = 30,99 \text{ cm}$$

}  $b_e \leq \text{menor valor}$

$$b'_e = 2b_1 + b_w = 2 \cdot 40 + 12 \rightarrow b'_e = 92 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 8 h_f \rightarrow b_1 = 8 \cdot 5 = 40 \text{ cm}$$

Se adopta un  $\rightarrow b_e = 35 \text{ cm}$

Se debe comprobar:

$$b_w = \frac{1}{8}(h - h_f) \rightarrow 12 \geq \frac{1}{8}(35 - 5) \rightarrow 12 > 3,75 \quad \text{OK}_i$$

$$l \leq 12 \cdot b \rightarrow 0,50 \cdot 100 \leq 12 \cdot 50 \rightarrow 0,50 \leq 600 \quad \text{OK}_i$$

#### 4.7.4. 2. MOMENTO POSITIVO

$$M_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) = 0,85 \cdot 140 \cdot 35 \cdot 5 \cdot (33 - 0,5 \cdot 5)$$

$$\rightarrow M_o = 635163 \text{ Kg cm}$$

Como  $M_d \leq M_o \rightarrow$  La fibra “y” cae en la placa. La armadura de tracción se calcula como sección rectangular:

$$y = d \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right] = 38 \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{237248}{0,425 \cdot 35 \cdot 33^2 \cdot 140}} \right]$$

$$\rightarrow y = 1,77 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,85 \cdot 35 \cdot 1,77 \cdot \frac{140}{3652,17} = 2,02 \text{ cm}^2$$

De tabla  $w_{s \text{ mín}} = 0,0033 \rightarrow$  Cuantía mecánica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 12 \cdot 33 = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4.7.4. 3. MOMENTO NEGATIVO

$$M_d = 176 \text{ Kg cm}$$

$$\rightarrow M_o = 635163 \text{ Kg cm}$$

$$y = d \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right] = 38 \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{176}{0,425 \cdot 35 \cdot 33^2 \cdot 140}} \right]$$

$$\rightarrow y = 0.0013 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,85 \cdot 35 \cdot 0,0013 \cdot \frac{140}{3652,17} = 0,00146 \text{ cm}^2$$

$$w_{s \text{ m\u00edn}} = 0,0033 \rightarrow \text{Cuant\u00eda mec\u00e1nica m\u00ednima}$$

$$A_{s \text{ m\u00edn}} = w_{s \text{ m\u00edn}} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 12 \cdot 33 = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4.7.4.4. ARMADURA TRANSVERSAL

$$V_d = 63,68 \text{ Kg}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 5,92 \cdot 12 \cdot 33 = 2342,77 \text{ kg}$$

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 63,68 < 2342,77$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 12 \cdot 50 \cdot \frac{140}{3652,17} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4.7.5. DISE\u00d1O DE VIGAS A FLEXI\u00d3N

Para realizar el c\u00e1lculo de la armadura en las vigas, escogemos la viga 3 comprendida entre las columnas 4 y 70, en el nivel mesanine.

$$M_d = 10100 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 35 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 55 - 2 = 53 \text{ cm}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,174$$

#### 4.7.5.1. ARMADURA LONGITUDINAL

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10100}{35 \cdot 53^2 \cdot 140} = 0,087$$

$$\text{Para acero } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \mu_d \text{ l\u00edm} = 0,332 \quad \mu_d < \mu_d \text{ l\u00edm} \rightarrow 0,087 < 0,332 \text{ OK}_i$$

#### 4.7.5.2. MOMENTO POSITIVO

Con  $\mu_d$  se hace referencia al Cuadro N\u00b0A 7  $\rightarrow w_s = 0,0945 \rightarrow$  *Cuant\u00eda mec\u00e1nica*

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0945 \cdot 35 \cdot 53 \cdot \frac{140}{3652} = 6,72 \text{ cm}^2$$

Del Cuadro N\u00b0A 6  $\rightarrow w_{s \text{ m\u00edn}} = 0,0033 \rightarrow$  *Cuant\u00eda mec\u00e1nica m\u00ednima*

$$A_{s \text{ m\u00edn}} = w_{s \text{ m\u00edn}} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 35 \cdot 53 = 6,12 \text{ cm}^2$$

Se adopta el mayor valor, la armadura es de 6,72 cm<sup>2</sup>/m

#### 4.7.5.3. MOMENTO NEGATIVO

$$M_d = 1170 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de c\u00e1lculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1170}{35 \cdot 53^2 \cdot 140} = 0,069$$

$$\mu_d < \mu_d \text{ l\u00edm} \rightarrow 0,069 < 0,332$$

Con  $\mu_d$  se hace referencia al Cuadro N\u00b0A 7  $\rightarrow w_s = 0,031 \rightarrow$  *Cuant\u00eda mec\u00e1nica*

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,031 \cdot 35 \cdot 53 \cdot \frac{140}{3652} = 2,21 \text{ cm}^2$$

El \u00e1rea adoptada es de 2,21 cm<sup>2</sup>/m

#### 4.7.5.4. ARMADURA TRANSVERSAL

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$V_d = 1,6 \cdot V = 1,6 \cdot 9500 = 15200 \text{ kg}$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5,92 \cdot 35 \cdot 53 = 10974 \text{ kg}$$

$$\text{Condición} \quad V_d > V_{cu} \rightarrow 15376 > 10974$$

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,30 \cdot 140 \cdot 35 \cdot 53 = 77910 \text{ kg}$$

$$\text{Condición} \quad V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow 10974 < 15200 < 77910$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 15200 - 10974 = 4225,7 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{4225,7 \cdot 100}{0,90 \cdot 53 \cdot 3652,174} = 2,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

( $\alpha = 90^\circ$ )

#### 4.7.5.5. SEPARACIÓN MÁXIMA

$$s \leq 0,85 \cdot d \rightarrow s \leq 0,85 \cdot 53 = 45,05 \text{ cm}$$

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

#### 4.7.5.6. SEPARACIÓN ADOPTADA

$$s = 20 \text{ cm}$$

#### 4.7.5.7. ARMADURA TRANSVERSAL

$\emptyset 8 \text{ mm}$

#### 4.7.6. DISEÑO DEL SOBRECIMIENTO

Para realizar el cálculo de la armadura, se escoge el elemento S-120, comprendido entre las columnas C4 y C70.

$$M_d = 2880 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

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

$$d = h - d_1 = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652,174$$

#### 4.7.6.1. ARMADURA LONGITUDINAL

Momento de reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{288000}{20 \cdot 38^2 \cdot 140} = 0,07$$

$$\text{Obtenemos: } \mu_d < \mu_d \text{ l\u00edm} \quad \rightarrow \quad 0,07 < 0,332$$

#### 4.7.6.2. MOMENTO POSITIVO

Con  $\mu_d$  se hace referencia al Cuadro N\u00b0 A 7

$$\rightarrow w_s = 0,0739 \rightarrow \text{Cuant\u00eda mec\u00e1nica}$$

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0739 \cdot 20 \cdot 38 \cdot \frac{140}{3652} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 20 \cdot 38 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el mayor valor, la armadura es de 2,51 cm<sup>2</sup>/m

#### 4.7.6.3. MOMENTO NEGATIVO

$$M_d = 1,6 \cdot 2330 \text{ kg} \cdot \text{m} = 3728 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento de reducido:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{372800}{20 \cdot 38^2 \cdot 140} = 0,0775$$

Obtenemos el momento reducido límite

$$\mu_d < \mu_d \text{ lím} \rightarrow 0,0775 < 0,332$$

Con  $\mu_d$  se hace referencia al Cuadro N° A 7  $\rightarrow w_s = 0,0816 \rightarrow$  *Cuantía mecánica*

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0816 \cdot 20 \cdot 38 \cdot \frac{140}{3652} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 20 \cdot 38 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el mayor valor, la armadura es de 2,83 cm<sup>2</sup>/m

#### 4.7.6.4. ARMADURA TRANSVERSAL

$$V_d = 1,6 \cdot V = 1,6 \cdot 1690 = 2704 \text{ kg}$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5,92 \cdot 20 \cdot 33 = 4496 \text{ kg}$$

$$\text{Condición} \quad V_d < V_{cu} \rightarrow 2704 < 4496$$

Se adopta la armadura mínima:

$$A_{s \text{ mín}} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{140}{3652} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**4.7.6.5. SEPARACIÓN MÁXIMA**

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

$$S \leq 0,85 \cdot d = 32,3 \text{ cm}$$

**4.7.6.6. SEPARACIÓN ADOPTADA**

$$S = 20 \text{ cm}$$

**4.7.6.7. ARMADURA DE ESTRIBOS ADOPTADA**

$$\emptyset 6 \text{ mm}$$

**4.7.7. DISEÑO DE LA COLUMNA**

Para realizar el cálculo de la armadura, se escoge la columna P28.

$$N_d = 122224 \text{ kg}$$

$$b_w = 0,40 \text{ m}$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{0,9 f_{ck}}{1,15} = \frac{0,9 \cdot 210}{1,15} = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cabeza**

$$M_x = 170 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 2360 \text{ kg.m}$$

$$b = 0,40 \text{ m} \quad I_{cx} = 0,002 \text{ m}^4$$

$$h = 0,40 \text{ m} \quad I_{cy} = 0,002 \text{ m}^4$$

- **Pie**

$$M_x = 2130 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 5050 \text{ kg.m}$$

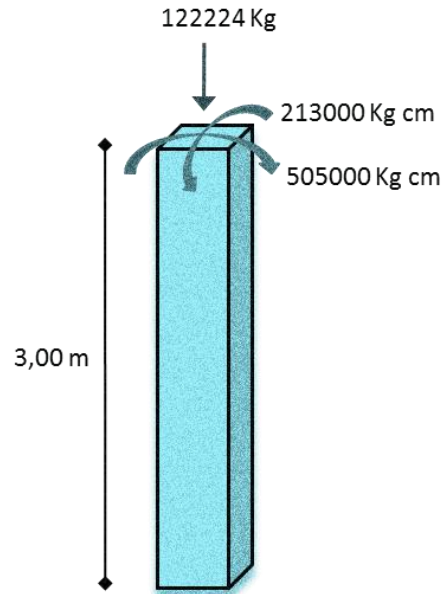
$$b = 0,40 \text{ m} \quad I_{cx} = 0,002 \text{ m}^4$$

$$h = 0,40 \text{ m} \quad I_{cy} = 0,002 \text{ m}^4$$

$$\text{Área de la sección: } A = 0,16 \text{ m}^2$$

$$\text{Radio de giro: } I = 0,12 \text{ m}$$

**FIGURA N° 4.14**  
**COLUMNA DE HORMIGON ARMADO**



#### 4.7.7.1. RELACIÓN DE ESBELTEZ

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{l_o}{\sqrt{I}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica} \\ \lambda &= \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica} \end{aligned} \right\} \text{La pieza puede considerarse corta}$$

#### 4.7.7.2. ESBELTEZ MECÁNICA

$$l_o = k \cdot l = 1 \cdot 300 = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1 \cdot 300}{11,55} = 25,97 < 35$$

#### 4.7.7.3. ESBELTEZ GEOMÉTRICA

$$\lambda = \frac{l_o}{h} = \frac{300}{40} = 7,50 < 10$$

#### 4.7.7.4. EXCENTRICIDAD DE PRIMER ORDEN

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad e_{oy} = 4,13 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} \quad e_{ox} = 1,74 \text{ cm}$$

#### 4.7.7.5. EXCENRICIDAD ADICIONAL

$$e_a = \left(3 + \frac{f_{cd}}{3500}\right) \cdot \frac{h+20 \cdot e_o}{h+10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ax} = 0,22 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = 0,25 \text{ cm}$$

Paralelo al plano de pandeo

#### 4.7.7.6. EXCENRICIDAD TOTAL

$$e_{TX} = 1,74 + 0,22 = 1,96 \text{ cm} \quad ; \quad e_{TY} = 4,13 + 0,25 = 4,38 \text{ cm}$$

#### 4.7.7.7. ARMADURA LONGITUDINAL

Momento flector reducido

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_{total}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \quad \mu_x = 0,030 \quad ; \quad \mu_y = 0,066$$

Esfuerzo normal reducido

$$\nu = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} \quad \nu = 0,606$$

Entrando al ábaco A16 en anexo II encontramos la cuantía mecánica:  $\omega = 0,20$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 11,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4.7.7.8. ARMADURA TRANSVERSAL

$$V_d = 730 \text{ kg}$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5,92 \cdot 40 \cdot 40 = 8531 \text{ kg}$$

$$\text{Condición} \quad V_d < V_{cu} \rightarrow 730 < 8531$$

Colocar la armadura mínima:

$$A_{smin} = 0,02 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot S = 0,02 \cdot \frac{126}{3652} \cdot 40 \cdot 100 = 1,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$S = \text{Distancia hasta que trecho se debe colocar la armadura}$

#### 4.7.7.9. SEPARACIÓN MÁXIMA

$$s \leq b \text{ ó } h = 40 \text{ cm}$$

$$s \leq 15 \phi_{long. menor} = 18 \text{ cm}$$

#### 4.7.7.10. SEPARACIÓN ADOPTADA

$$s = 15 \text{ cm}$$

#### 4.7.7.11. DIÁMETRO DE ESTRIBOS

$$\frac{1}{4} \phi_{Long.mas grueso} = 4 \text{ mm}$$

#### 4.7.7.12. DIÁMETRO ADOPTADO

$$\phi 6 \text{ mm}$$

### 4.7.8. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Para realizar el cálculo de una zapata, escogemos la zapata 70.

$$N = 50368 \text{ kg}$$

$$M_x = 1733000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = 1474000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_x = 20430 \text{ kg}$$

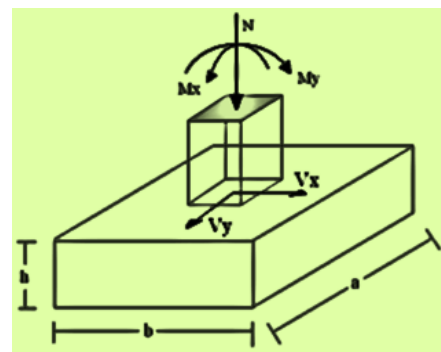
$$V_y = 18850 \text{ kg}$$

$$\sigma_{adm} = 1,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{4200}{1,15} = 3652 \text{ kg/cm}^2$$

**FIGURA N° 4.15**  
ESQUEMA DE LA ZAPATA AISLADA



$$d(\text{rec.}) = 5 \text{ cm}$$

#### 4.7.8.1. DIMENSIONES

$$a = 240 \text{ cm} \quad a_o = 40 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ cm} \quad b_o = 30 \text{ cm}$$

El peso propio de la zapata, igual al 5% de la carga N

$$N_T = 1,05 \cdot N = 1,05 \cdot 50368 = 52886 \text{ kg.}$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{52886}{1,35} = 39175 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{A_{nec}} = \sqrt{39175} = 200$$

Las dimensiones adoptadas son:

$$a = 200 \text{ m} \quad \text{y} \quad b = 240 \text{ m}$$

Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{1733000}{50368} = 34,41 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{1474000}{50368} = 29,26 \text{ cm}$$

Verificar  $e < b/6$  (Carga ubicada en el tercio medio de la cimentación)

$$e_x = 34,41 < \frac{b}{6} = \frac{240}{6} = 40 \quad \text{OK} \text{ i i}$$

$$e_y = 29,26 < \frac{b}{6} = \frac{200}{6} = 33 \quad \text{OK} \text{ i i}$$

El esfuerzo máximo es:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot e_x}{a} + \frac{6 \cdot e_y}{b} \right] = \frac{50368}{240 \cdot 200} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 34,41}{240} + \frac{6 \cdot 29,26}{200} \right] = 1,23$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} \cdot \left[ 1 - \frac{6 \cdot e_x}{a} - \frac{6 \cdot e_y}{b} \right] = \frac{50368}{240 \cdot 200} \left[ 1 - \frac{6 \cdot 34,41}{240} - \frac{6 \cdot 29,26}{200} \right] = 0,87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = \frac{4 \cdot 5,91}{1,6 \cdot 1,35} = 10,96$$

Reemplazando:

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = \sqrt{\frac{a \cdot b}{4} + \frac{a_1 \cdot b_1}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a + b}{4} = \sqrt{\frac{40 \cdot 30}{4} + \frac{240 \cdot 200}{2 \cdot 10,96 - 1}} - \frac{40 + 30}{4} = 33,4 \text{ cm}^2 \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a_1 - a)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (240 - 40)}{4 + 10,96} = 26,75 \text{ cm}^2 \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b_1 - b)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (200 - 30)}{4 + 10,96} = 22,73 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{adoptado} \rightarrow d = 35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow r = 5 \text{ cm}$$

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

$$P \cdot P_{zapata} = \gamma_{He} \cdot \text{Volumen} = 2400 \cdot (0,40 \cdot 2,40 \cdot 2,00) = 4608 \text{ kg}$$

$$\text{El peso total será: } N_T = 50368 + 4608 = 54976 \text{ kg}$$

Los momentos en la base de la zapata serán:

$$M_{x1} = 1733000 - 20430 \cdot 40 = 915800 \text{ Kg cm } (-)$$

$$M_{y1} = 1474000 - 18850 \cdot 40 = 720000 \text{ Kg cm}$$

$$e_x = 17 < 40 \quad \text{OK}_i$$

$$e_y = 13 < 33 \quad \text{OK}_i$$

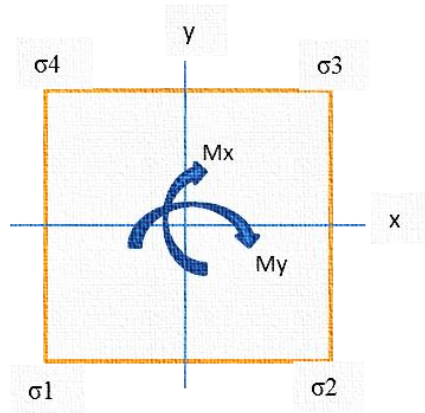
Los esfuerzos en la zapata serán los siguientes:

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = \frac{54976}{240 \cdot 200} \left[ 1 - \frac{6 \cdot 17}{240} - \frac{6 \cdot 13}{200} \right] = 1,05 \text{ kg/cm}^2$$

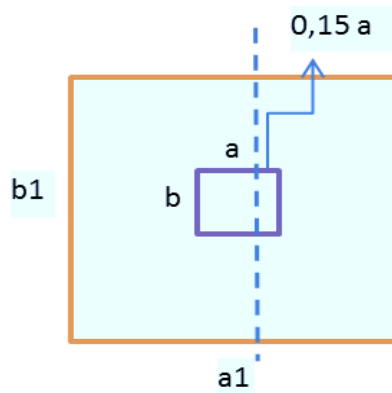
$$\sigma_2 = \frac{54976}{240 \cdot 200} \left[ 1 - \frac{6 \cdot 17}{240} + \frac{6 \cdot 13}{200} \right] = 1,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_3 = \frac{54976}{240 \cdot 200} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 17}{240} + \frac{13}{200} \right] = 1,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{54976}{240 \cdot 200} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 17}{240} - \frac{6 \cdot 13}{200} \right] = 1,15 \text{ kg/cm}^2$$



#### 4.7.8.2. CÁLCULO DE LA ARMADURA X



$$M_{adX} = \frac{N_d}{2 \cdot a} \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)^2 = 1179031 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mu_x = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1179031}{200 \cdot 35^2 \cdot 140} = 0,034$$

$$\omega = \mu(1 + \mu) = 0,034 \cdot (1 + 0,034) = 0,036$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,036 \cdot 200 \cdot 35 \cdot \frac{140}{3652,17} = 9,54 \text{ cm}^2$$

#### 4.7.8.3. CÁLCULO DE LA ARMADURA Y

$$M_{adY} = \frac{N_d}{2 \cdot b} \cdot \left( \frac{b - b_o}{2} + 0,15 \cdot b_o \right)^2 = 1008651 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mu_y = \frac{M_{ad}}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1008651}{240 \cdot 35^2 \cdot 140} = 0,03$$

$$\omega = \mu(1 + \mu) = 0,03 \cdot (1 + 0,03) = 0,025$$

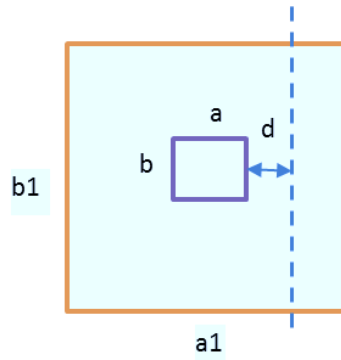
$$A_s = \omega \cdot a \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,025 \cdot 240 \cdot 35 \cdot \frac{140}{3652,17} = 8,08 \text{ cm}^2$$

#### 4.7.8.4. VERIFICACIÓN AL VUELCO

$$\gamma_{Va} = \frac{(N_T) \cdot \frac{a}{2}}{M_{x1}} = \frac{54976 \cdot 240/2}{915800} = 7,2 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple!}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N_T) \cdot \frac{b}{2}}{M_{y1}} = \frac{54976 \cdot 200/2}{720000} = 7,64 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

#### 4.7.8.5. VERIFICACIÓN A CORTANTE



#### 4.7.8.6. CORTANTE DIRECCIÓN X

$$V_{dx} = \gamma_f \cdot \sigma_{suelo} \cdot b \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} - d \right) = 1,6 \cdot 1,35 \cdot 200 \cdot \left( \frac{240 - 40}{2} - 40 \right) = 25920 \text{ kg}$$

$$V_{cux} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d = 0,5 \cdot \sqrt{140} \cdot 200 \cdot 40 = 47329 \text{ kg}$$

Comprobación  $V_{dx} < V_{cux} \rightarrow 25920 < 47329$  cumple!

#### 4.7.8.7. CORTANTE DIRECCIÓN Y

$$V_{dy} = \gamma_f \cdot \sigma_{suelo} \cdot a \cdot \left( \frac{b - b_o}{2} - d \right) = 1,6 \cdot 1,35 \cdot 240 \cdot \left( \frac{200 - 30}{2} - 40 \right) = 23328 \text{ kg}$$

$$V_{cuy} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot a \cdot d = 0,5 \cdot \sqrt{140} \cdot 240 \cdot 40 = 56794 \text{ kg}$$

Comprobación  $V_{dy} < V_{cuy} \rightarrow 23328 < 56794$  cumple!

#### 4.7.9. RESUMEN DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS MAS SOLICITADOS

**CUADRO N° 4.3**

ARMADURA POSITIVA, LOSA 9

Diámetro comercial	Área	As requerida	Barras	As adoptada	Elección
(mm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	N°	(cm <sup>2</sup> )	mm
10	0,785	2,02	3,00	2,36	3Φ10

**CUADRO N° 4.4**

ARMADURA NEGATIVA, LOSA 9

Diámetro comercial	Área	As requerida	Barras	As adoptada	Elección
(mm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	N°	(cm <sup>2</sup> )	mm
10	0,785	1,31	2,00	1,57	2Φ10

**CUADRO N° 4.5**

ARMADURA TRANSVERSAL, LOSA 9

Diámetro comercial	Área	As requerida	Barras	As adoptada	Elección
(mm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	N°	(cm <sup>2</sup> )	mm
6	0,289	0,46	2	0,57	2Φ6

**CUADRO N° 4.6****ARMADURA LONGITUDINAL POSITIVA VIGA 3**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>mm</b>
12	1,130		3	3,39	3Φ12
16	2,010		2	4,02	2Φ16
<b>Comparaciones</b>		6,72		7,41	
<b>Programa Cypecad</b>					3Φ12 2Φ16

**CUADRO N° 4.7****ARMADURA LONGITUDINAL NEGATIVA VIGA 3**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>mm</b>
12	1,13		2	2,26	2Φ12
<b>Comparaciones</b>		2,21		2,26	
<b>Programa Cypecad</b>					2Φ12

**CUADRO N° 4.8****ARMADURA TRANSVERSAL VIGA 3**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>mm</b>
8	0,503		5	2,52	5Φ8C/20
<b>Comparaciones</b>		2,43		2,52	
<b>Programa Cypecad</b>					Φ8C/27

**CUADRO N° 4.9**  
**ARMADURA LONGITUDINAL POSITIVA**  
**V- 120 DE SOBRECIMIENTO**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>mm</b>
10	0,785		3	3,35	3Φ10
12	1,130		1	1,13	1Φ12
<b>Comparaciones</b>		2,51		3,49	
<b>Programa Cypecad</b>					3Φ10 2Φ12

**CUADRO N° 4.10**  
**ARMADURA NEGATIVA V- 120**  
**SOBRECIMIENTO**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>
10	0,785		4	3,14	4Φ10
<b>Comparaciones</b>		2,83		3,14	
<b>Programa Cypecad</b>					4Φ10

**CUADRO N° 4.11**  
**ARMADURA TRANSVERSAL V- 120**  
**SOBRECIMIENTO**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>mm</b>
6	0,283		5	1,70	5Φ6C/20
<b>Comparaciones</b>		1,53		1,70	
<b>Programa Cypecad</b>					Φ6C/30

**CUADRO N° 4.12**

## ARMADURA LONGITUDINAL DE LA COLUMNA N° 28

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>mm</b>
12	1,13		4,00	4,52	4Φ12
16	2,01		4,00	8,04	4Φ16
<b>Comparaciones</b>		11,04		12,56	
<b>Programa Cypecad</b>					4Φ12 4Φ16

**CUADRO N° 4.13**

## ARMADURA TRANSVERSAL DE LA COLUMNA N° 28

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>
6	0,283		6	1,70	6Φ6C/15
<b>Comparaciones</b>		1,66		1,70	
<b>Programa Cypecad</b>					Φ6C/15

**CUADRO N° 4.14**

## ARMADURA EN LA DIRECCION X, ZAPATA 70

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>mm</b>
12	1,13	5,94	9	10,17	9Φ12
<b>Diseño manual</b>			adoptando	s=16 cm	15Φ12C/16
<b>Programa Cypecad</b>					15Φ12C/13

**CUADRO N° 4.15**  
**ARMADURA EN LA DIRECCION Y, ZAPATA 70**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Área</b>	<b>As requerida</b>	<b>Barras</b>	<b>As adoptada</b>	<b>Elección</b>
<b>(mm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N°</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>mm</b>
12	1,13	8,08	8	9,04	8Φ12
<b>Diseño manual</b>				adoptando s=15 cm	13Φ12C/15
<b>Programa Cypecad</b>					13Φ12 C/18

#### **4.7.10. DISEÑO DE ESCALERA**

Las escaleras para la terminal serán escaleras rectas de dos tramos con un descanso intermedio, dispuestas mediante 17 peldaños con una huella de 28 cm y una contrahuella de 18 cm. dicho cálculo se lo realizó con la ayuda del programa Cypecad Ingenieros.

#### **4.8. DISEÑO DE INSTALACIONES**

Para el diseño de la terminal se realizaron las siguientes instalaciones: instalación de agua potable, instalación eléctrica e instalación sanitaria; todas basadas en las normas bolivianas. El detalle de dichas instalaciones se encuentra en los planos.

#### **4.9. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 7%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

#### **4.10. PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA**

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda de una planilla Excel, con un tipo de cambio al dólar de 6,96 Bs, el costo total de la obra es de 19708034,17Bs (2831614,10 \$us), para 9797 metros cuadrados construidos, dando un resultado de 289,03 \$us/m<sup>2</sup>.

En el Anexo VII, se indica el desarrollo de cada una de las actividades de la obra, indicando el precio unitario y el presupuesto total.

#### **4.11. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto.

#### **4.12. PLAZO DE EJECUCIÓN**

Para la construcción de la terminal de buses se tiene un plazo de ejecución de 454 días calendario. En el Anexo IX se presenta el cronograma general de actividades para el proyecto.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. CONCLUSIONES

**Las estéreos estructurales** son una alternativa más en la cobertura de grandes superficies al alcance del profesional de la construcción. Sus ventajas desarrolladas y el estudio minucioso que se realizó en el presente proyecto, permite deducir las siguientes conclusiones.

- La estética de las estéreos estructurales es una cualidad que las caracteriza, en el país se observan algunas construcciones con este tipo de coberturas y resaltan ampliamente por su belleza arquitectónica.
- Las barras que llegan a los apoyos están sometidas a mayores esfuerzos que las demás, por lo tanto se efectuarán dos cálculos: para los elementos que llegan a los apoyos y para los demás elementos de la estructura.
- La gran cualidad de estas cubiertas es cubrir grandes superficies, con grandes luces entre soportes, esto depende de la configuración geométrica y la forma de la cubierta, además de las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales. Estas estructuras son una solución ideal para cubrir superficies donde no se tiene columnas o soportes en medio.
- Al diseñar los elementos de la cubierta que van sobre los apoyos, se colocan diámetros mayores que en el resto de la estructura, esto se debe por que los soportes absorben mayores esfuerzos; también por la forma de la cubierta y cómo se han dispuesto las barras tubo.

- Se ha optado por usar uniones atornilladas en la cubierta, porque los tornillos se utilizan, fundamentalmente, en las construcciones desmontables, uniones provisionales y uniones de montaje ya que constituyen un medio de unión de fácil control de ejecución. Además que presentan un mejor comportamiento frente a la fatiga y a la rotura frágil.
- Las losas nervadas se utilizan cuando en una estructura se tienen luces pequeñas y medianas y también las sobrecargas de usos a las que se someterá la edificación sean bajas o moderadas.
- El usar losas macizas en una edificación no resulta conveniente cuando se tienen luces importantes como de 10 m, porque eleva el espesor de losa en este caso 14 cm, generando que eleve el peso de la edificación y con ello el costo de la misma.
- Resulta más conveniente aplicar, losa casetonada cuando se tienen grandes luces entre los soportes, tienen como ventaja principal el ahorro de un importante volumen de materiales (hormigón y acero), esto se pudo verificar en la reducción de las dimensiones de los elementos estructurales (específicamente en zapatas), lo que también se debe al armado de la losa (reticulado de vigas) que distribuye las cargas de manera uniforme.
- El suelo de la zona tiene la capacidad portante suficiente para dotar a la estructura de zapatas aisladas como fundación.
  - La junta de dilatación tiene un espesor adoptado igual a 3 cm, debido a la longitud de la infraestructura ha sido necesario colocar 2 juntas de dilatación a 36 m cada una de los lados exteriores, habiendo una separación entre ellas de 25 m.
  - El costo de la estructura por metro cuadrado de construcción equivale a 1988,81 bolivianos, equivalente a 285,75 dólares sin tomar en cuenta supervisión y equipamiento.

## 5.2. RECOMENDACIONES

Para el diseño de la estéreo estructura, se dan las siguientes recomendaciones:

- La longitud de los elementos estructurales sea uniforme, es decir que cada uno de los elementos tengan el mismo largo. Una vez fijado estos valores se deduce la distancia entre mallas espaciales o el peralte de la cubierta.
- Ajustar la estructura de modo tal que todas las pirámides o cuadrantes sean iguales, se deben hacer pequeños ajustes en la longitud de la cubierta o adaptar la longitud del elemento a la superficie de la cubierta, buscando que todos los módulos sean iguales.
- Elegir un procedimiento de montaje adecuado, según la disposición de equipos evitando producir esfuerzos mayores a los calculados en la estructura, en caso de optar realizar el montaje con equipos de elevación; el izado debe ser guiado con equipos topográficos de precisión como niveles o teodolitos. Se debe garantizar una correcta unión entre el nudo y cada barra estructural.