

CAPÍTULO 1.

EL PROYECTO

1.1 IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS, POTENCIALIDADES Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.-

1.1.1 ANTECEDENTES DEL PROYECTO.-

Entre las grandes metas planteadas para las poblaciones del estado boliviano, se tiene el reducir la tasa de analfabetismo la cual viene a ser una de las principales causas de la ausencia de progreso del País.

En Bolivia, no basta conseguir que la población pueda tener la suficiente capacidad para leer y escribir, sino que es necesario que cada ciudadano tenga la oportunidad de acceder a estudios superiores.

La profesionalización de ciudadanos de una comunidad, ciudad o país, permite que estos individuos utilicen los conocimientos adquiridos en beneficio del desarrollo y progreso del país; por lo tanto es necesario que haya las suficientes Universidades y/o Centros de Formación Técnica que cumplan tal propósito.

Cercado, es una de las provincias del Departamento de Tarija que al igual que otras provincias, debido al crecimiento de su población, requiere de infraestructuras para: escuelas, centros médicos, centro de capacitación y otros. San Andrés, es una comunidad que pertenece a la Provincia Cercado, actualmente esta comunidad y las comunidades vecinas no cuentan con un instituto o un centro de educación superior.

1.1.2 ORIGEN DE LA IDEA DEL PROYECTO

En función a lo expuesto anteriormente, y en el entendido que la comunidad de San Andrés requiere de la construcción de un “**CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA e INTERNADO**”, en el cual se pueda impartir enseñanzas a nivel técnico, en las áreas de: Carpintería, mecánica automotriz, electricidad, corte (Peluquería) y confección (Costura). La implementación del internado será un módulo de apoyo que incremente las visiones y alcances del proyecto permitiendo llegar a estudiantes que no sean oriundos de San Andrés (Comunidades aledañas).

1.1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.-

Los pobladores de la comunidad de San Andrés y poblaciones aledañas, son ciudadanos de recursos económicos bajos; por lo tanto los jefes de familia, en gran porcentaje de las poblaciones rurales, limitan la educación de sus hijos hasta el nivel medio de secundaria, no pudiendo cubrir gastos para la profesionalización de sus hijos, pues ello implica invertir una serie de recursos económicos de todo tipo de índole. Por lo explicado anteriormente, se puede concluir que esta situación forma parte de muchas otras que impiden el progreso de estas comunidades. Las dificultades más grandes para poder continuar estudios universitarios o a nivel

técnico superior, para muchos de los pobladores de la comunidad de San Andrés son:

- El gasto de transporte que generaría el desplazarse al lugar de estudio que por lo general está en la ciudad de Tarija.
- El gasto que se genera para cubrir alojamiento en el lugar de residencia.
- Los gastos de alimentación.

1.1.4 SOLUCIÓN PLANTEADA

Las potencialidades humanas en la comunidad de San Andrés y comunidades aledañas son altas, por lo tanto es pertinente aprovechar las mismas. El “**CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA E INTERNADO SAN ANDRÉS**”, es la solución más adecuada para este problema, pues la misma será cuna de grandes profesionales técnicos en las áreas: automotriz, carpintería, electricidad, corte y costura; que en futuros próximos coadyuvarán en la mejora de la calidad de vida de estas comunidades.

Además pensado en las comunidades aledañas que podrán servirse de este proyecto, se ha visto por conveniente diseñar conjuntamente al **CENTRO DE CAPACITACIÓN, un INTERNADO** que pueda albergar a gente que no tenga las posibilidades de cubrir los costes de alquiler y alimentación en su totalidad, de manera que se beneficien con esta facilidad. Por lo dicho anteriormente, la construcción de este Centro de Capacitación e Internado representara un gran beneficio.

1.1.5 JUSTIFICACIÓN.-

Se justifica realizar el proyecto a diseño final para la construcción del “**CENTRO DE CAPACITACIÓN E INTERNADO SAN ANDRÉS**”, porque:

- Existe el requerimiento de la población para la construcción de un Centro de Capacitación.
- Existe necesidad de contar con una institución de formación superior que brinde posibilidades de superación personal, y además sea capaz de generar mayor movimiento económico en la comunidad de San Andrés y comunidades circundantes.
- Permitirá explotar las potencialidades humanas de la comunidad de San Andrés y las comunidades aledañas, beneficiándolas con la instrucción técnica al alcance de la economía y de la accesibilidad de las regiones.
- Se formara técnicos que satisfagan las necesidades de mano de obra calificada, en el Departamento de Tarija.

- Los recursos humanos disponibles así como la existencia del suficiente potencial profesional permitirán mejorar los niveles de competitividad así como los índices de desarrollo social y cultural.
- Contribuirá, en un futuro próximo, al desarrollo y progreso del departamento de Tarija, más específicamente al municipio de Cercado y va permitir mejorar la calidad de vida de las familias de estas comunidades.

2.1 OBJETIVOS, COMPONENTES Y RESULTADOS DEL PROYECTO

2.1.1 OBJETIVOS.-

Los objetivos buscados con el desarrollo de este proyecto se detallan a continuación:

2.1.1.1 OBJETIVO GENERAL.-

El propósito del proyecto es realizar el diseño de Ingeniería del “CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA e INTERNADO SAN ANDRÉS”, el cual cuenta con ambientes adecuados para este fin, con la finalidad de que en él puedan instruir, formar y capacitar a sus ciudadanos (personas mayores y jóvenes), como personal calificado y especializado en ciertas ramas técnicas, que satisfaga la demanda de mano de obra calificada, la cual es muy requerida en nuestro país, evitando que los ciudadanos del área beneficiada tengan que trasladarse a otros centros de Educación Superior distantes de la zona del proyecto.

2.1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.-

Los objetivos específicos del proyecto son:

- Realizar Diseño estructural, Instalaciones Sanitarias, para el “CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA e INTERNADO SAN ANDRÉS”, que cumpla con condiciones de confort y seguridad.
- Realizar el cálculo estructural aplicando parámetros de diseño y normas vigentes en nuestro país, con el uso de un paquete de diseño estructural, efectuando verificaciones manuales del diseño estructural
- Elaborar los planos estructurales de Losas, columnas, vigas y fundaciones.
- Determinar el presupuesto de obra, necesario para la materialización del proyecto.
- Elaborar las especificaciones técnicas para la construcción y el cronograma de ejecución de la obra.

2.1.2 ALCANCES.-

Los alcances que se pretenden a través de este estudio son los detallados a continuación:

- Realizar todos estudios preliminares para el diseño estructural como ser:
 - Levantamiento topográfico
 - Estudio de suelos
- Realizar el cálculo estructural de los elementos de soporte de la estructura, respetando las normas vigentes para su cálculo. Cálculo estructural de: Zapatas, Columnas, Vigas, Losas, Escaleras, Cubiertas.
- Realizar el Diseño Hidráulico para la infraestructura del **“CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA e INTERNADO SAN ANDRÉS”**: Instalación de Agua Potable e Instalación de Alcantarillado Sanitario.
- Elaborar los planos estructurales necesarios como ser:
 - Vigas, columnas, fundaciones, losas, cubierta, escaleras
- Elaborar los cómputos métricos, precio unitario y presupuesto General del Proyecto.
- Elaborar las especificaciones técnicas para la construcción.
- Elaborar un cronograma de ejecución de la obra.

CAPÍTULO 2.

DESCRIPCIÓN Y DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL DEL ÁREA DEL
PROYECTO

2.2 ASPECTOS GENERALES

2.2.1 NOMBRE DEL PROYECTO.-

El presente proyecto recibe el nombre de: **“DISEÑO DE INGENIERÍA CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA E INTERNADO SAN ANDRÉS”**

2.2.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO.-

2.2.2.1 UBICACIÓN ADMINISTRATIVA.-

Administrativamente el área del proyecto está ubicada en la PRIMERA SECCIÓN de la PROVINCIA CERCADO del DEPARTAMENTO DE TARIJA, en la ZONA DEL VALLE CENTRAL, bajo la siguiente distribución política:

Departamento:	TARIJA
Provincia:	CERCADO
Sección:	PRIMERA
Municipio:	CERCADO
Distrito:	15
Cantón:	LAZARETO
Comunidad:	SAN ANDRÉS

2.2.2.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.-

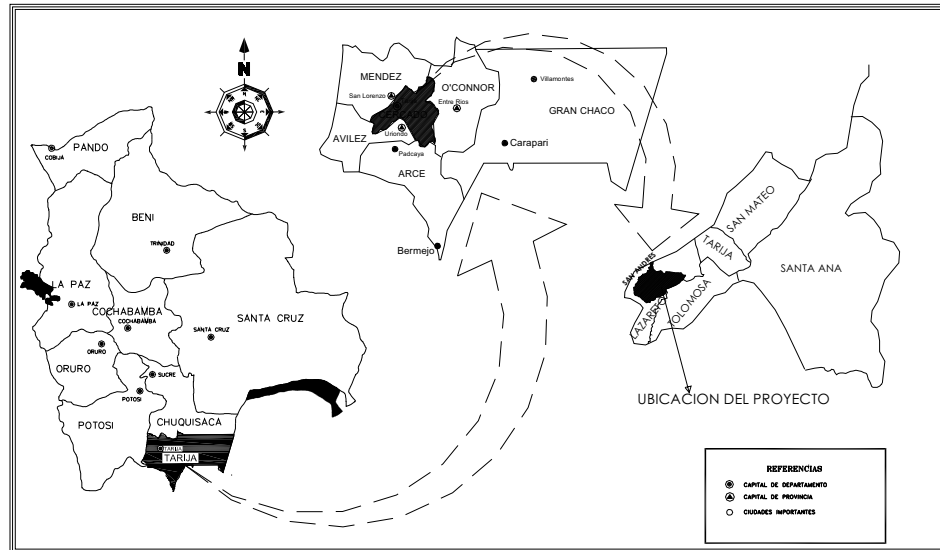
El **“CENTRO DE CAPACITACIÓN TÉCNICA E INTERNADO SAN ANDRÉS”**, va estar ubicado en la comunidad de San Andrés. Geográficamente ubicada en la 1º sección de la Provincia Cercado del Departamento de Tarija, en las coordenadas 21° 37’ de latitud Sur y 64° 49’ de longitud Oeste, a una altura promedio de 1987 m.s.n.m.

La comunidad de San Andrés dista unos 16 Km de la ciudad de Tarija y está delimitada por las siguientes comunidades:

- Al este con Tolomosa Norte

- Al oeste con San Pedro de Sola
- Al norte con Guerra Huayco
- Al sur con Huertas Arriba y Bella Vista

GRÁFICO N° 1.1 – MAPA DE BOLIVIA – TARIJA-PROVINCIA CERCADO



Fuente: Elaboración Propia

GRÁFICO N° 1.2 – MAPA DE PROVINCIA CERCADO DE TARIJA



Fuente: Elaboración Propia

2.2.2.3 VÍAS DE ACCESO

Las principales rutas de acceso, a la comunidad de San Andrés, son los que se detallan a continuación:

RUTA TARIJA – SAN ANDRÉS:

Comunica a la ciudad de Tarija con la comunidad de San Andrés. La carretera cuenta con una longitud de aproximadamente 15 Km. El tramo en la actualidad se encuentra pavimentado y es transitable durante todo el año. El tiempo necesario para trasladarse desde la ciudad de Tarija hasta la localidad de San Andrés es de aproximadamente 45 minutos en vehículo automotor.

Al margen de este tramo que comunica la comunidad de San Andrés con la ciudad de Tarija, se tiene también otros tramos que comunican a San Andrés con otras comunidades aledañas, entre las cuales se puede mencionar: EL tramo Tolomosa Norte –San Andrés y el tramo Bella Vista – San Andrés.

2.3 ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS DE LOS BENEFICIARIOS.-

2.3.1 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

2.3.1.1 COMUNIDADES INVOLUCRADAS EN EL PROYECTO.-

Las comunidades involucradas en el proyecto de forma global son San Andrés, Tolomosa, Pampa Redonda, Bella Vista, Guerra Huayco, San Pedro de Sola y otros.

2.3.1.2 POBLACIONES BENEFICIARIAS DEL PROYECTO

Se detalla a continuación la cantidad de habitantes existentes en las poblaciones circundantes a la comunidad de San Andrés, obtenidas del INE (Instituto Nacional de Estadística), para todos los cuales se tiene como único registro oficial el valor de tasa anual de crecimiento intercensal (1992-2001) de 3.77%:

CUADRO N° 1.1 - POBLACIÓN QUE SABE Y NO SABE LEER Y ESCRIBIR- UBICACIÓN, ÁREA GEOGRÁFICA, SEXO Y EDAD

	<i>ANALFABET ISMO</i>	<i>Total</i>	<i>Si Sabe Leer y Escribir</i>	<i>No Sabe Leer y Escribir</i>	<i>Sin Respuesta</i>
<i>Pampa Redonda</i>	<i>Total</i>	<i>393</i>	<i>311</i>	<i>78</i>	<i>4</i>
<i>Tolomosa Grande</i>	<i>Total</i>	<i>1934</i>	<i>1338</i>	<i>530</i>	<i>66</i>
<i>Comunidad Bella Vista</i>	<i>Total</i>	<i>611</i>	<i>421</i>	<i>190</i>	<i>-</i>
<i>Guerra Huayco</i>	<i>Total</i>	<i>844</i>	<i>569</i>	<i>267</i>	<i>8</i>
<i>San Andrés</i>	<i>Total</i>	<i>1113</i>	<i>788</i>	<i>323</i>	<i>2</i>
<i>San Pedro De Sola</i>	<i>Total</i>	<i>224</i>	<i>161</i>	<i>63</i>	<i>-</i>

Fuente: Censo Nacional INE 2001

CUADRO N° 1.2 - POBLACIÓN QUE VIVE HABITUALMENTE AQUÍ, OTRO LUGAR Y EL EXTERIOR- UBICACIÓN, ÁREA GEOGRÁFICA, SEXO Y EDAD

	<i>DONDE VIVE</i>	<i>Aquí</i>	<i>En otro lugar del País</i>	<i>En el Exterior</i>	<i>Sin Respuesta</i>
UBICACIÓN	<i>Total</i>				
<i>Pampa Redonda</i>	418	415	-	3	-
<i>Tolomosa Grande</i>	2097	2079	13	5	-
<i>Comunidad Bella Vista</i>	668	662	2	4	-
<i>Guerra Huayco</i>	970	940	-	30	-
<i>San Andrés</i>	1204	1192	6	6	-
<i>San Pedro De Sola</i>	251	251	-	-	-

Fuente: Censo Nacional INE 2001

2.3.1.3 ESTABILIDAD POBLACIONAL EMIGRACIÓN – INMIGRACIÓN

El movimiento migratorio humano se define “Como desplazamiento de un individuo de un lugar a otro” pudiendo clasificarse en definitivo y temporal.

2.3.1.3.1 EMIGRACIÓN

En la Comunidad de San Andrés y Comunidades aledañas se evidencian dos tipos de migración: la migración definitiva y la temporal. La migración temporal identifica a los pobladores que a consecuencia de la falta de riego y los caminos inadecuados, imposibilitan las oportunidades de trabajo, lo que a su vez conlleva inseguridad alimentaria por falta de ingresos. Los comunarios que emigran temporalmente, lo hacen entre los meses de mayo a noviembre, principalmente a la ciudad de Bermejo y a comunidades y/o ciudades del Norte Argentino.

Las personas que migran constituyen generalmente la mano de obra no calificada que van a cubrir los trabajos más pesados que existen en los lugares de destino, como ser de peones en el norte argentino y de empleadas domésticas en el caso de las mujeres.

Otra causa de la migración temporal es también por motivos de estudio, esto se da por la juventud que con la esperanza de un mejor futuro, busca su superación a través de su capacitación intelectual, optando por concluir con los estudios superiores ingresando a la universidad, migrando especialmente a la capital departamental para lograr tal objetivo.

La gente joven es la que se traslada a centros de mayor actividad económica del interior del país en busca de fuentes de trabajo o centros de educación superior (principalmente a la ciudad de Tarija), mientras que las personas mayores a 50 años ya no migran, siendo estas personas las que se dedican a tiempo completo a la actividad agrícola principalmente.

Cabe aclarar que muchas de las personas jóvenes que emigran, lo hace de manera temporal y que generalmente regresan a la comunidad para las épocas más pesadas de la producción agrícola (siembra y cosecha)

2.3.1.4 LENGUAJE DE LA POBLACIÓN

Según consultas realizadas en la comunidad de San Andrés, se ha podido evidenciar que casi el 100% de la comunidad habla el castellano.

2.3.2 ASPECTOS ECONÓMICOS.-

2.3.2.1 ACTIVIDADES ECONÓMICAS PRINCIPALES DE LOS BENEFICIARIOS

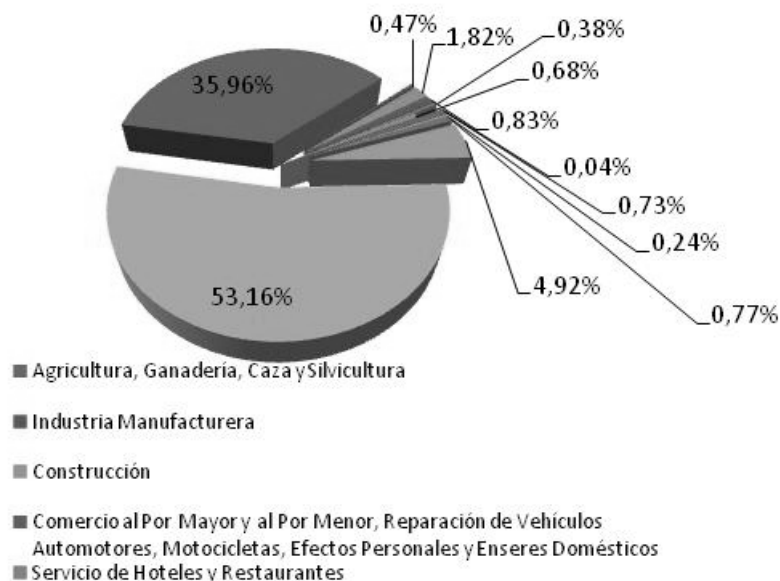
Según datos del INE (Censo 2001), dentro las principales actividades económicas de las familias se tiene que:

CUADRO N° 1.3 - CONDICIÓN DE ACTIVIDAD DE LA POBLACIÓN OCUPADA DE 7 AÑOS Y MÁS DE EDAD- UBICACIÓN, ÁREA GEOGRÁFICA, SEXO Y EDAD

ACTIVIDAD	UBICACIÓN						
	Tolomosa Grande	Comunidad Bella Vista	Guerra Huayco	San Andrés	Pampa Redonda	San Pedro De Sola	Total
Agricultura, Ganadería, Caza y Silvicultura	542	348	238	433	48	73	1682
Industria Manufacturera	8	2	3	8	1	-	22
Construcción	36	4	25	13	5	2	85
Comercio al Por Mayor y al Por Menor, Reparación de Vehículos Automotores, Motocicletas, Efectos Personales y Enseres Domésticos	27	-	1	10	1	-	39
Servicio de Hoteles y Restaurantes	13	2	-	2	1	-	18
Transporte, Almacenamiento y Comunicaciones	16	4	2	4	3	3	32
Administración Pública, Defensa y Seguridad Social Obligatoria	1	-	-	1	-	-	2
Educación	8	5	2	11	8	-	34
Servicios Sociales y de Salud	3	-	1	3	3	1	11
Servicio de Hogares Privados que Contratan Servicio Doméstico	12	-	2	8	12	2	36
Servicio de Organizaciones y Órganos Extraterritoriales	147	4	49	11	18	1	230
Sin Respuesta	939	193	453	521	258	123	2487
Total	1752	562	776	1025	358	205	4678

Fuente: Censo Nacional INE 2001

GRÁFICO N° 1.3 – CONDICIONES DE ACTIVIDAD DE LA POBLACIÓN



Fuente: Elaboración Propia

- Alrededor del 35 % se dedica a la agricultura, ganadería, caza y silvicultura.
- Alrededor del 50% no respondió.
- Y aproximadamente el 10 % restante se dedica a otro tipo de actividad como construcción, educación, servicios sociales, servicios sociales y de salud y otros.

2.3.2.2 DISPONIBILIDAD DE MANO DE OBRA

En la comunidad San Andrés y aledañas, existe una mano de obra calificada en la agricultura en casi un 100% de sus pobladores, ya que estos se han criado trabajando la tierra desde su niñez. También se dedican a la crianza de ganado vacuno criollo y otras en pequeña escala, por lo que existe una mano de obra semi-calificada en esta actividad. En la comunidad existen muy pocos pobladores que tienen otra profesión como ser: maestros albañiles, artesanos y otros.

La época del año en que la población se encuentra más ocupada en actividades productivas que realiza son los meses de noviembre a mayo periodos de siembra y de cosecha, que es generalmente en los meses donde se tiene mayor disponibilidad de mano de obra.

La tecnología que emplean en esta zona para la producción agrícola es la tradicional: con pico, pala y arados jalados por yunta.

La demanda de mano de obra no es uniforme en todo el proceso de producción, se presentan momentos de mayor requerimiento o “picos” en los momentos de siembra y cosecha de los productos.

2.3.3 ASPECTOS SOCIALES

2.3.3.1 IDIOMA, COSTUMBRES REGIONALES Y FIESTAS.-

La población de San Andrés habla en su totalidad el castellano. En la comunidad no existen etnias, la mayoría de los habitantes tienen las mismas costumbres de la ciudad de Tarija. En la zona no se tienen tradiciones y costumbres socioculturales arraigadas que la particularicen, más bien, mantienen una estrecha relación y afinidad con las costumbres del Departamento de Tarija. Las fiestas más tradicionales son: carnaval, pascua, fiestas patrias, todos santos, Navidad y año nuevo.

2.3.4 SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES.-

2.3.4.1 ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE:

Se cuenta con un sistema de **abastecimiento de agua potable**. Más del 70% de las familias de la comunidad de San Andrés están conectadas a la red de agua para consumo, cuyo único sistema de tratamiento que recibe para su potabilización es la filtración. El restante 30% de la población recurre a la obtención de agua directamente de la quebrada transportando el líquido elemento en recipientes adecuados. La distribución se la realiza mediante un sistema que funciona por presión.

2.3.4.2 ALCANTARILLADO SANITARIO:

No cuenta con un **servicio de alcantarillado sanitario** en funcionamiento, ya que el mismo quedó en una etapa de construcción sin terminar, debido a conflictos de propiedad privada y aún es incierto la culminación y correcto funcionamiento de este servicio básico. A la fecha aún no se puede indicar el porcentaje de cobertura que tendrá el proyecto por encontrarse en etapa de ejecución.

2.3.4.3 ENERGÍA ELÉCTRICA:

El servicio de **energía eléctrica** es proporcionado por SETAR (Servicios Eléctricos Tarija), teniéndose instalación domiciliaria de luz y alumbrado público.

La interconexión eléctrica que beneficia a la comunidad es monofásica de media tensión. Del total de familias asentadas en San Andrés, el 20% no

cuenta con energía eléctrica por estar ubicadas en las zonas más alejadas de la comunidad.

2.3.4.4 **RECOLECCIÓN Y LA DISPOSICIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS:**

La recolección y la disposición de residuos sólidos está encargada a la empresa de recolección EMAT, misma que recoge la basura una vez a la semana.

2.3.4.5 **DRENAJE PLUVIAL:**

No se cuenta con un sistema de drenaje pluvial.

2.3.4.6 **EQUIPAMIENTO.-**

- Escuela a nivel primario que cuenta con infraestructura propia.
- Centro educativo a nivel secundario, que cuenta con infraestructura propia y que además es un colegio técnico humanístico en el que se imparte, al margen de las materias elementales, las materias técnicas de corte y confección y mecánica.
- No existe ningún tipo de Institutos técnicos.
- Hospital de primer nivel que atiende a los comunarios en las especialidades de: medicina general, pediatría, odontología, enfermería.

2.4 **CONDICIONES CLIMÁTICAS.-**

Según el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología-Tarija) para la comunidad de San Andrés se tiene el siguiente resumen climatológico.

CUADRO N° 1.4 - RESUMEN METEOROLÓGICO ESTACIÓN SAN ANDRÉS

DESCRIPCIÓN	Unidad	PROMEDIO ANUAL
<i>Temp. Max. Media</i>	° C	25.9
<i>Temp. Min. Media</i>	° C	9.5
<i>Temp. Media</i>	° C	17.7
<i>Temp. Max. Extr.</i>	° C	39
<i>Temp. Min. Extr.</i>	° C	-8
<i>Humedad Relativa</i>	%	62
<i>Evapo. Media</i>	mm/día	3.68
<i>Precipitación</i>	mm	1076.8
<i>Pp. Max. Diaria</i>	mm	150.3

Fuente: SENAMHI- Tarija

2.5 CONDICIONES ECOLÓGICAS.-

COBERTURA VEGETAL.- Se cuenta con una cobertura vegetal variada, pero en esencia sus campos están cubiertos de eucaliptos, pinos, churquis y otros.

TIPO DE CULTIVO.- Los tipos de cultivos que se producen son la papa, maíz, cebollas, zanahorias.

TIPO DE ZONA.- La zona es esencialmente agrícola, reservando un pequeño porcentaje a la cría de ganado vacuno y animales de corral.

CAPÍTULO 3.

MARCO TEÓRICO

3.1 ANÁLISIS DE ALTERNATIVA.-

Para los elementos estructurales de soporte, se ha optado por utilizar hormigón armado, pues el empleo de éste ofrece mayor ventaja y es competitivo frente a otros materiales como ser acero en perfiles por su cualidad de fornaceo, mayor monolitismo y continuidad, facilidad de ejecución tanto del encofrado como de la colocación de las armaduras. Es además este mucho más fácil de encontrar en el mercado, y con bastante accesibilidad la materia prima para la elaboración del Hormigón Armado.

3.1.1 FORJADOS DE ENTREPISOS

Con respecto a la tipología de losa con la que se va trabajar. Después de un análisis detallado y comparativo entre losa llena, losa casetonada y losa alivianada con semiviguetas pretensadas, se concluye utilizar la última tipología mencionada. El **ANEXO II** detalla el análisis de la alternativa con todas las consideraciones realizadas para tal elección, de las cuales se extrae parte de las conclusiones vertidas:

- ✓ Una losa maciza transmite mayor carga por metro cuadrado, debido a su peso propio elevado, situación que manifiesta el incremento proporcional de carga en la estructura, la armadura y las secciones de los demás elementos estructurales.
- ✓ En Cuestión de **COSTOS DIRECTOS** se pudo verificar que una losa casetonada es más barata que la losa llena y/o la losa alivianada con semi-viguetas pretensadas, sin embargo en cuestión de costos Indirectos, se debe hacer notar que en lo referente a la construcción misma, una losa casetonada y una losa maciza requiere de mayor tiempo de ejecución que una losa alivianada con semi-viguetas pretensadas lo cual implica mayores **COSTOS INDIRECTOS**, además que al requerir menor tiempo de ejecución, estas últimas, se tendrá una menor **MOLESTIA AL ENTORNO**, dado que ella está directamente relacionada con el plazo.
- ✓ Haciendo incapié al hecho de que “Siempre será más seguro el método que conlleve una menor manipulación en obra y una menor necesidad de operarios”, de lo cual se puede concluir que de las losas estudiadas la que presenta tales características son la **LOSA ALIVIANADA CON SEMI-VIGUETAS PRETENSADAS**.

3.1.2 ESTRUCTURA DE PÓRTICO

Se ha decidido trabajar con una estructura aporticada de hormigón armado compuesta por columnas y vigas, debido a que las vigas de hormigón armado

trabajan a flexo tracción de manera optima, pueden sin inconveniente alguno permitir el apoyo adecuado de las losas aliviadas (elegidas por que pueden resistir solicitaciones grandes de sobrecargas de uso), y distribuyen las cargas eficientemente a las columnas de hormigón armado por el empotramiento existente entre ellas, reduciendo los momentos positivos en las vigas. La elaboración de elementos de hormigón armado no necesariamente requiere de un 100 % de mano de obra calificada, por lo que fácilmente se puede instruir a un grupo de personas para proceder con la ejecución de trabajos.

3.1.3 ZAPATAS AISLADAS

En función de la distancia que existe entre columnas de hormigón armado según la modulación de la infraestructura, (columnas distantes entre sí, de 5 a 7 metros) y la capacidad de soporte del suelo (Esfuerzo admisible del suelo igual a 1 Kg/cm²); se ha decidido trabajar con zapatas aisladas de hormigón armado, pues esta tipología de zapatas puede cumplir, sin inconveniente alguno, el trabajo de transmitir las cargas, que recibe de las columnas, al suelo de fundación, sin que ello signifique grandes costos en su ejecución, además la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas, no supera el 50 % de la planta de la construcción, con lo cual se concluye que no hay necesidad de trabajar con PLACAS DE CIMENTACIÓN (LOSAS DE CIMENTACIÓN), la cual podría haber sido la otra tipología elegida en caso de no cumplir con la condición antes mencionada.

3.2 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.-

El hormigón armado es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante la mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado, y agua; después esta mezcla se endurece en formaleas con la forma y dimensiones deseadas. Su alta resistencia al fuego y al clima son ventajas evidentes. Su resistencia a la compresión, similar al de las piedras naturales, es alta lo que lo hace apropiado para elementos sometidos esencialmente a compresión, tales como columnas y arcos. Contrariamente la resistencia del hormigón a los esfuerzos de tracción es escasa, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

3.2.1 PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS RELATIVAS A LAS ARMADURAS

3.2.1.1 ADHERENCIA ENTRE EL HORMIGÓN Y EL ACERO.-

La adherencia hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serian incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no

acompañaría al hormigón en sus deformaciones, con lo que, al figurarse este, sobrevendría bruscamente la rotura. Por el contrario, gracias a la adherencia son capaces las armaduras de trabajar, inicialmente, a la vez que el hormigón; después, cuando este se fisura, lo hace de forma más o menos regularmente distribuida a lo largo de la pieza, en virtud de la adherencia; y la adherencia permite que el acero tome los esfuerzos de tracción, manteniendo la unión entre los dos materiales en las zonas entre fisuras.

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

3.2.1.2 DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS.-

3.2.1.2.1 GENERALIDADES.-

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

Las armaduras longitudinales tienen por objeto, bien absorber, los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para zunchar las de hormigón comprimido y para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su trazado puede ser longitudinal o transversal.¹

3.2.1.2.2 DISTANCIA ENTRE BARRAS.-

Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras. Las normas de los distintos países preconizan valores más o menos coincidentes con los que se indican a continuación:

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

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya, Capítulo 8.2

- Dos centímetros.
 - El diámetro de la barra más gruesa.
 - 1.25 veces el tamaño máximo del árido.
- Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.
 - En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya una gran densidad de armaduras, para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras quedaran perfectamente envueltas por dicho material
 - En soportes y en otros elementos comprimidos hormigonados en posición vertical pueden colocarse en contacto hasta cuatro barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$. Tanto en este caso como en el anterior se recomienda que los grupos de barras vayan bien sujetos por estribos o armaduras transversales análogas.

3.2.1.2.3 DISTANCIA A LOS PARAMENTOS.-

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras, tanto de la corrosión como de la posible acción del fuego. Por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

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

- Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor al diámetro de dicha barra ó a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

La siguiente tabla muestra los recubrimientos mínimos recomendados en el texto de *Hormigón Armado de Jiménez Montoya*:

CUADRO N° 1.5 - RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS

Elemento	Recubrimiento
<i>Para losas y paredes en el interior de los edificios</i>	<i>1.0 cm</i>
<i>Para losas y paredes al aire libre</i>	<i>1.5 cm</i>
<i>Para vigas y pilares en el interior de edificios</i>	<i>1.5 cm</i>
<i>Para vigas y pilares al aire libre</i>	<i>2.0 cm</i>
<i>Para piezas en contacto con el suelo</i>	<i>3.0 cm</i>
<i>Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo</i>	<i>4.0 cm</i>

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya, 7ª Edición

3.2.1.3 DOBLADO DE LAS ARMADURAS.-

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Las operaciones de doblado deben efectuarse en frío y a velocidad moderada. La instrucción española establece que, salvo casos especiales, el doblado de barras deberealizarse sobre mandriles.

CUADRO N° 1.6 - RADIOS DE CURVATURA PARA GANCHOS Y ESTRIBOS

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

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya, 7ª Edición

- En el caso de estribos con $\emptyset < 10 \text{ mm}$ los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a $1.50 \emptyset$ cualquiera que sea el acero
- Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\emptyset > 6 \text{ mm}$ es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

CUADRO N° 1.7 - RADIOS DE CURVATURA DE LA ARMADURA PRINCIPAL

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5 Ø	6 Ø	6 Ø	7.5 Ø	9 Ø

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya, 7ª Edición

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

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

3.2.1.4 ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.-

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas específicas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas. En los elementos solicitados a flexión éstas tensiones máximas generalmente ocurren en las secciones donde la tensión es máxima y en aquellas donde la armadura adyacente termina o cambia de dirección.

Las armaduras necesitan, a partir de la sección donde se produce la tensión máxima, una cierta longitud o algún dispositivo a través del cual transmitir al hormigón los esfuerzos a los que están solicitadas. Esta longitud o dispositivo de anclaje son necesarios a ambos lados de las secciones donde se producen las máximas tensiones. Por ejemplo, en los elementos continuos, típicamente la armadura se prolonga una distancia considerable a un lado de una sección crítica, de modo que generalmente sólo es necesario realizar los cálculos correspondientes al lado en el cual termina la armadura.

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para este. En general, se efectúan mediante alguna de las disposiciones siguientes:

- Por prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas).
- Por disposiciones especiales.

La longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje

A continuación se muestran las fórmulas que se utiliza para calcular la longitud de anclaje:

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

$$\tau_{bu} = 0.90 \cdot \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$$

$$\tau_{bu} = 0.28 \cdot \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPa)}$$

Para: $n_b \leq 1$

$$\tau_{bu} = 0.90 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (Kgf / cm}^2\text{)}$$

$$\tau_{bu} = 0.40 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (Mpa)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Para: } n_b \leq 1.5 \\ lb_1 = \frac{\phi \cdot f_{yd} \cdot A_{s_{Calc}}}{4 \cdot \tau_{bu} \cdot A_{s_{Real}}} \end{array} \right\} lb \geq \left[\begin{array}{l} 0.3 \cdot \phi \cdot lb_1 \\ 10 \cdot \phi \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right]$$

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

Donde:

ϕ = Diámetro de la armadura

τ_{bu} = La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

f_{yd} = Es la tensión de cálculo de la armadura que es igual a la tensión característica de acero dividido por coeficiente de seguridad

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

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

lb = Longitud del anclaje que se toma la mayor de los tres casos mencionados.

Para un contacto de 2 barras es 20%

Para un contacto de más de dos barras 33%

Para: $n_b \leq 1.5$

$$lb_1 = lb - \Delta lb = lb - 15 \cdot \phi \geq \left[\begin{array}{l} lb/3 \\ 10 \cdot \phi \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Para: $n_b \geq 1.5$

$$lb_1 = lb - \Delta lb = lb - 10 \cdot \phi \geq \left[\begin{array}{l} lb/3 \\ 10 \cdot \phi \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right]$$

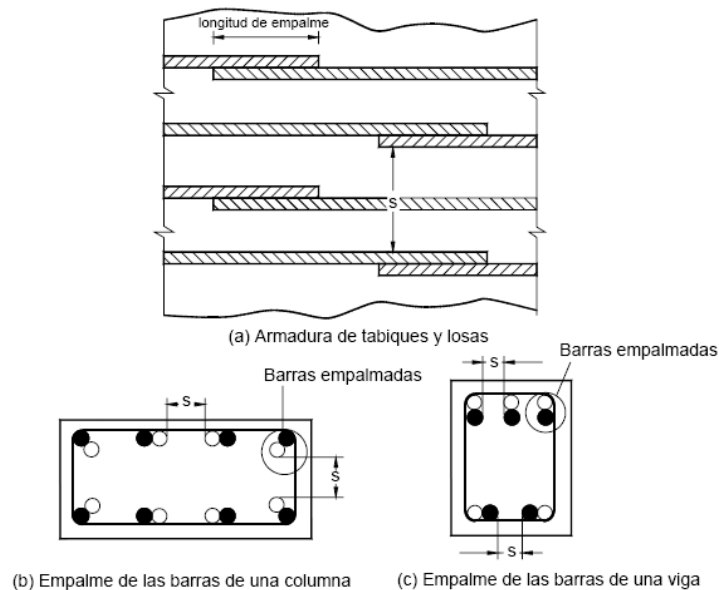
3.2.1.5 EMPALME DE LAS ARMADURAS.-

La norma especifica que los empalmes de la armadura sólo se pueden realizar cuando en la documentación de la obra están detallados clara y exhaustivamente.

Los planos de obra, planillas de armadura y especificaciones técnicas deben mostrar o describir todas las ubicaciones de los empalmes, los tipos de empalmes permitidos o requeridos y, para el caso de los empalmes por yuxtaposición, la longitud de empalme requerida. El ingeniero no puede simplemente especificar que todos los empalmes deben satisfacer los requisitos de la norma. Esto se debe a que existe una gran cantidad de factores que afectan los empalmes de las armaduras. Algunos de los factores que afectan los empalmes yuxtapuestos de barras conformadas solicitados a tracción son:

- El tamaño de las barras
- La tensión de fluencia de las barras
- La resistencia a la compresión del hormigón
- La ubicación de las barras (barras superiores u otras barras)
- El uso de hormigón de peso normal u hormigón de agregados livianos
- La separación y el recubrimiento de las barras empalmadas
- La presencia de armadura transversal de confinamiento
- El uso de revestimiento epoxi
- El número de barras empalmada en una sección.

GRÁFICO N° 1.4 – EMPALMES DE ARMADURA



Fuente: Elaboración Propia

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

En otras oportunidades se tiene en la obra un pedazo de armadura que se puede reutilizar con las otras armaduras respetando los empalmes.

3.2.1.5.1 EMPALME POR TRASLAPE O SOLAPE.-

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

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

$$l_v = \psi \cdot l_{b_1}$$

Con ganchos para aceros lisos

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

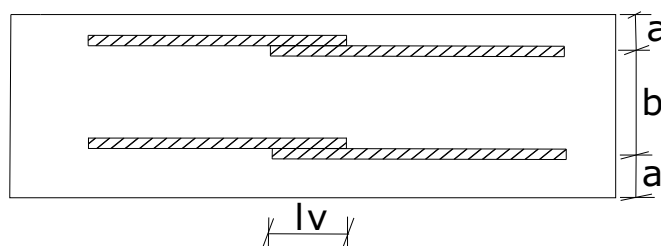
Con ganchos para aceros corrugados

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

Coeficiente ψ ; que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores:

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

GRÁFICO N° 1.5– EMPALMES DE ACEROS POR SOLAPE



CUADRO N° 1.8 - TABLA PARA OBTENER LOS COEFICIENTES Ψ

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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

La norma también limita el porcentaje de los empalmes de las barras traccionadas en una misma sección transversal en función al tipo de sollicitación.

3.2.2 BASES DE CÁLCULO.-

Para las estructuras donde intervenga el hormigón armado, el proceso de cálculo se realiza bajo las prescripciones de la **Código Boliviano del Hormigón Armado**, la cual corresponde al método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tal que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio (ósea que ya no es capaz de cumplir la función para la que fue construida)

3.2.2.1 COEFICIENTES DE SEGURIDAD.-

La seguridad en el cálculo de estructuras de hormigón armado, para el diseño de hormigón Armado en **ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS**, se introduce a través de coeficientes:

- De minoración para el acero y el hormigón.
- De ponderación de las acciones según el nivel de control adoptado, para las cargas y acciones en general.
-

CUADRO N° 1.9 - COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

Material	Coefficiente Básico	Nivel de Control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0.05
		Normal	0
		Intenso	- 0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+ 0.20
		Normal	0
		Intenso	- 0.10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

CUADRO N° 1.10 - COEFICIENTES DE PONDERACIÓN DE LAS ACCIONES

Coefficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0.20
		Normal	0
		Intenso	- 0.10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Normal	0
		Intenso	+0.20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

3.2.2.2 HIPÓTESIS DE CARGA.-

Para cada estado límite de que se trate, se considera las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis debe tenerse en cuenta, solamente aquellas combinaciones cuyas acciones simultaneas sean compatible.

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

$$\text{Hipótesis II: } 0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0.9 \cdot W$$

Donde:

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

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

W = Valor característico de la carga de viento

Cuando de acuerdo con el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectúa la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación podrá

reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación indicados en la norma boliviana de hormigón armado para los estados límites últimos (Capítulo 7.3, pág. 58), recomendándose no bajar de $\gamma_f = 1.25$.

Para obtener las cargas permanentes y las cargas accidentales se trabajó en función de la Norma NV 101-1962, “**ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN**”, la cual se encuentra en los anexos del libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya, 7ª Edición.

3.2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO.-

Las losas son elementos estructurales planos cuyo espesor es pequeño comparado con sus otras dimensiones, y que formando parte de los entrepisos, tienen como función estructural el soporte directo de las cargas que actúan sobre ellos, y la transmisión de los mismas hacia otros elementos estructurales como vigas, columnas y tabiques.

El tipo de carga que deben soportar las losas son las cargas verticales, provenientes de su peso propio y elementos que conforman parte de los entrepisos designadas como cargas permanentes y sobrecargas de uso como el peso de muebles, de personas, etc. por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Las losas pueden clasificarse de acuerdo al tipo de apoyo en dos categorías:

- Losas Apoyadas en vigas
- Losas sin vigas (entrepisos sin vigas)

Las losas pueden clasificarse también de acuerdo a la disposición de la armadura en:

- Losas en dos direcciones (Bidireccionales)
- Losas en una dirección (Unidireccionales)

De acuerdo a los materiales y procedimientos con que son construidas las losas, éstas se clasifican en:

- Losas tipos macizas o sólidas.
- Losas nervuradas.
- Losas tipos alivianadas con elementos prefabricados.

3.2.3.1 CÁLCULO DE LA ARMADURA DE REPARTO.-

Las recomendaciones para esta armadura son las siguientes:

- La losa superior de hormigón vertido en obra (capa de compresión), dispondrá de una armadura de reparto, que debe estar formada por una armadura superior a 4 mm de diámetro, en dos direcciones, perpendiculares y paralelos a los nervios y con una separación entre armaduras longitudinales y transversales no mayor de 35 cm.

- Cuando se tenga en cuenta la armadura de reparto a efectos de comprobación de los Estados Límites Últimos el diámetro mínimo de la armadura será de 5 mm.
- La sección total de esta armadura, en cm^2/m debe de ser:
 - En la dirección perpendicular a los nervios

$$A_1 \geq \frac{5 \cdot h_0}{f_{yd}}$$

- En la dirección paralela a los nervios

$$A_2 \geq \frac{2.5 \cdot h_0}{f_{yd}}$$

Donde:

h_0 = Espesor mínimo de la losa superior sobre piezas de entrevigado en mm.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero, en N/mm^2 .

3.2.3.2 COMPROBACIÓN DEL ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A ESFUERZO CORTANTE

En los forjados de viguetas es necesario comprobar que no se produce agotamiento por compresión oblicua en el alma, no por tracción oblicua en la misma. Para ello debe comprobarse que se cumplen simultáneamente las condiciones siguientes:

En el borde del apoyo:

$$V_D \leq V_{U1}$$

A un canto útil respecto del borde del apoyo:

$$V_D \leq V_{U2}$$

Donde:

V_d = El esfuerzo cortante de cálculo.

V_{u1} = El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma, se obtiene de la siguiente expresión;

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón a compresión

b_o = el ancho mínimo del nervio

d = el canto útil del forjado

3.2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.-

Los soportes, pilares ó columnas de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales, se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

De manera resumida podemos decir entonces que las distintas secciones, de una columna, pueden estar sometidas a:

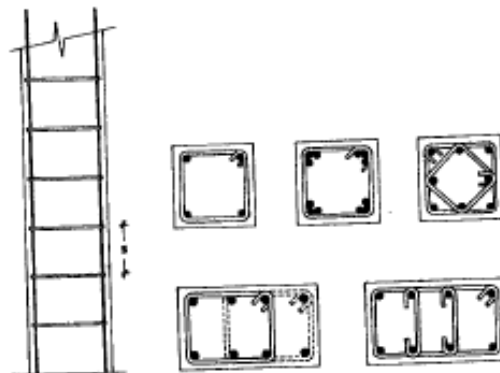
- Compresión simple.
- Compresión compuesta o flexión compuesta

Las columnas llegan a la falla debido a tres casos: por fluencia inicial del acero en la cara de tensión, por aplastamiento del concreto en la cara en compresión o por pandeo

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

Las secciones de los soportes de hormigón pueden adoptar formas diversas (ver figura), si bien las más corrientes son las rectangulares y las cuadradas. Los soportes de secciones circulares suelen llamarse, a veces columnas.

GRÁFICO N° 1.6 – ARMADURA EN COLUMNAS



Las armaduras de las columnas suelen estar constituidas por barras longitudinales, cercos y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón,

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

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

3.2.4.1 COMPRESIÓN SIMPLE.-

3.2.4.1.1 EXCENRICIDAD MÍNIMA DE CÁLCULO.-

La compresión simple corresponde al caso en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal “N” que actúan en el baricentro plástico de la sección, es decir, en el punto de aplicación de las resultantes de las compresiones del hormigón y del acero, en el supuesto de que existe un acortamiento uniforme del 2 por 1000, Es muy difícil que en la práctica, el hormigón armado, se presente una compresión simple por la incertidumbre que existe en el punto de aplicación del esfuerzo normal.

La norma Boliviana del Hormigón CBH-87 prescribe una excentricidad mínima ficticia, en la dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores,

$$\frac{h}{20}, \quad 2 \text{ cm.}$$

Siendo “h”, el canto total en la dirección considerada. En secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta, debe también comprobarse independientemente en cada uno de los planos principales, con excentricidades no inferiores a las indicadas para la compresión simple.

3.2.4.1.2 DISPOSICIÓN RELATIVAS DE LAS ARMADURAS.-

Como ya se ha indicado las armaduras de los soportes de hormigón armado están constituidas por barras longitudinales, y una armadura transversal formada por estribos.

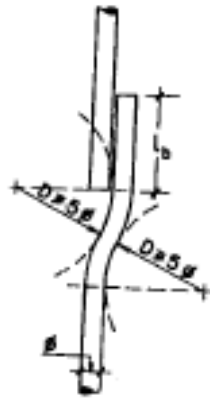
Con el objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe ser de 20 cm, si se trata de secciones rectangulares y 25 cm, si la sección es circular. De todas formas para dimensiones menores a 25 cm, es necesario tomar precauciones especiales.

3.2.4.1.3 ARMADURAS LONGITUDINALES.-

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de secciones circulares debe colocarse un mínimo de 6 barras.

Para la disposición de la armadura debe seguirse la siguiente prescripción:

- La separación máxima entre las barras de la misma cara no debe ser mayor a 35 cm., por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante estribos o cercos, para evitar el pandeo de la misma.
- Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre 2 a 5 cm, no debiendo ser inferiores al diámetro de las barras ni al máximo del árido
- Se recomienda realizar el empalme de las armaduras mediante retranqueo de una barra respecto a la otra. Para poder seguir manteniendo los recubrimientos y asegurar que no se forzaran las barras con grifa durante el hormigonado, dicho retranqueo deberá venir preparado de ferralla
- Si se dispone barras longitudinales $D = 40$, deben situarse e esquinas de cercos, para evitar que la magnitud de las fuerzas laterales que produce, provoquen el estallido del hormigón.



3.2.4.1.4 CUANTÍAS LÍMITES.-

Las cuantías de las armaduras longitudinales de los soportes sometidos a compresión vienen limitadas por la NORMA O CÓDIGO DEL HORMIGÓN, la misma recomienda para las armaduras longitudinales de la piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

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

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

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

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

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

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.10 \cdot N_d$$

$$A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Donde:

A_c = Área de la sección bruta del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero, que no se tomara mayor, en este caso, de 4000 Kg/cm²

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

N_d = Esfuerzo axial de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

A_s = El Área del acero utilizado en la pieza de hormigón armado

3.2.4.1.5 ARMADURA TRANSVERSAL.-

Como es sabido, la misión de los estribos es:

- Evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas:
- Evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de los planos inclinados y
- Eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, aunque esta misión es menos importante que en las vigas, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Debe recordarse el distinto comportamiento que tienen las piezas de hormigón en masa, sometidas a compresión, y el de los soportes armados. La capacidad resistente de las piezas de hormigón en masa sometidas a compresión simple, es muy limitado debido a la posibilidad de una rotura oblicua por deslizamiento del material según planos que forman un ángulo de unos 37 ° con el eje de la pieza. Par evitar dicha rotura, en piezas esbeltas, es necesario disponer unas armaduras longitudinales mínimas y estribos.

- a) Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación “S” entre planos de estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

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

- b) Por otra parte con el objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación “S”, entre planos de estribo deber ser:

$$S \leq 15 \phi$$

Siendo “ ϕ ”, el diámetro de la barra longitudinal más delgada. Sin embargo, en aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico ó expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación “S” no debe ser superior a 12ϕ

- c) El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6 mm.
- d) Los estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas, atándolos fuertemente con alambre a las barras longitudinales. No es aconsejable la sujeción de los estribos mediante puntos de soldadura en obra, con el objeto de no alterar las características del acero correspondientes a las barras principales.

3.2.4.2 PANDEO DE PIEZAS COMPRIMIDAS DE HORMIGÓN ARMADO

3.2.4.2.1 IDEAS PREVIAS.-

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos. Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la pieza (fenómeno de pandeo)

3.2.4.2.2 DEFINICIÓN DE LONGITUD DE PANDEO Y ESBELTEZ

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 trasnacional en caso contrario.

La longitud de pandeo L_0 , de un soporte, se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo se indica en el Cuadro N° 1.27, en función de la sustentación de la pieza.

CUADRO N° 1.11– COEFICIENTE PARA LA DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DE PANDEO

<i>Sustentación de la pieza de longitud L</i>	<i>k</i>
- <i>Un extremo libre y otro empotrado</i>	<i>2</i>
- <i>Ambos extremos articulados</i> - <i>Ambos extremos empotrados, pero con libre desplazamiento normal a la directriz</i>	<i>1</i>
- <i>Articulación fija en un extremo y empotrada en el otro</i>	<i>0.7</i>
- <i>Empotramiento perfecto en ambos extremos</i>	<i>0.5</i>
- <i>Soportes elásticamente empotrados</i>	<i>0.7</i>
- <i>Otros casos</i>	<i>0.9</i>

Fuente: Código boliviano del hormigón CBH-87

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

La longitud de pandeo de soportes (columnas) 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 a continuación, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

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

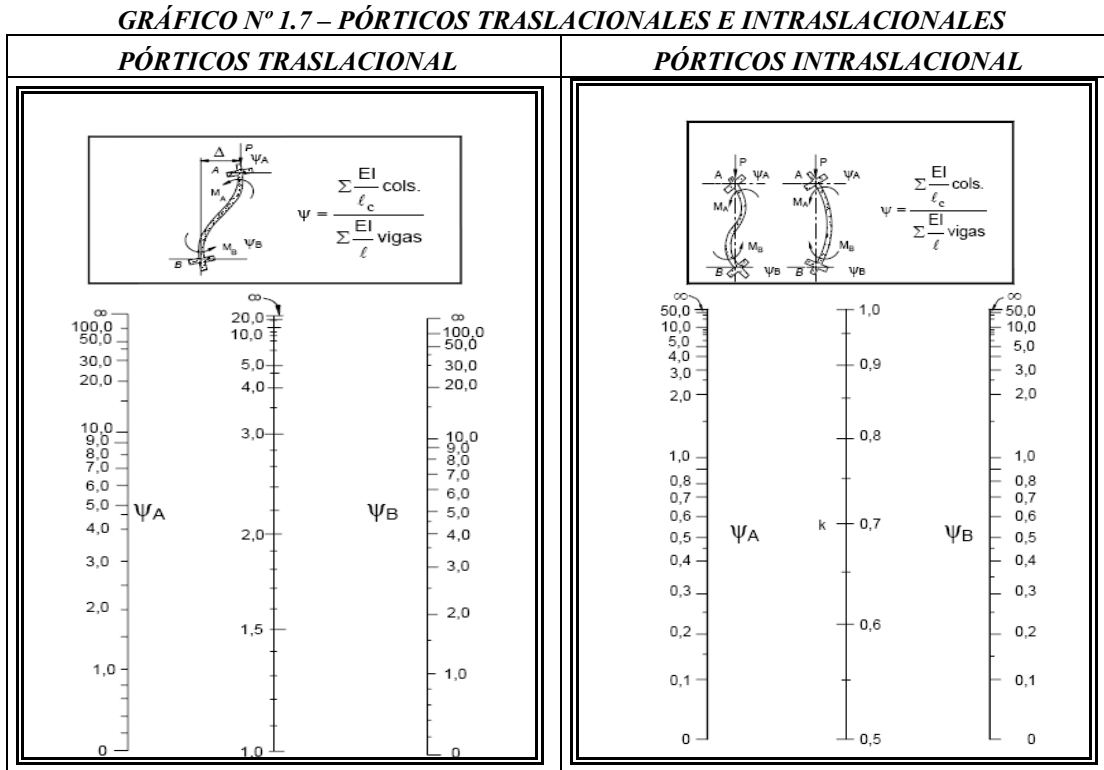
Para poder obtener la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

$$l_0 = \alpha \cdot l =$$

α = Se obtiene entrando con ψ

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{De todos los pilares que concurren en A}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{De todas las vigas que concurren en A}};$$

(Igual para ψ_B)



Fuente: Elaboración Propia

3.2.4.2.3 ESBELTEZ GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

Se llama **ESBELTEZ GEOMÉTRICA** de una pieza de sección constante a la relación entre la longitud de pandeo y la dimensión “h” de la sección en el plano de pandeo:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h}$$

Se llama **ESBELTEZ MECÁNICA** a la relación entre la longitud de pandeo y el radio de giro “ i_c ” de la sección en el plano de pandeo:

$$\lambda = \frac{l_o}{i_c}$$

Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón

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

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

3.2.4.3 PROCESO DE CÁLCULO.-

Los datos de cálculo que se necesitan son:

b, h, h_z = Dimensiones de la sección del pilar

b, h, L = Dimensiones de la sección de las vigas que concurren en los extremos de las columnas

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

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

N_d = Esfuerzo normal de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

- Determinar la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

- Se determina las inercias de vigas y columnas

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \quad \quad \quad I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} =$$

$$I_{vix} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \quad \quad \quad I_{vsx} = \frac{b \cdot h^3}{12} =$$

$$I_{VIY} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \quad I_{VSY} = \frac{b \cdot h^3}{12} =$$

- Determinar los coeficientes Psi para determinar luego, con ayuda de los nomogramas los coeficientes de pandeo.

$$\Psi_{AX} = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I_X}{L} \right)}{\sum \left(\frac{E \cdot I_{V SX}}{L} \right)} = \quad \Psi_{BX} = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I_X}{L} \right)}{\sum \left(\frac{E \cdot I_{V IX}}{L} \right)} =$$

$$l_o = k \cdot l$$

- Determinar la esbeltez mecánica y verificar a qué tipo de columna corresponde.

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

- Determinar las excentricidades de cálculo

$$e_{OX} = \frac{Md_X}{Nd} = \quad e_{OY} = \frac{Md_Y}{Nd} = \quad e_c = \frac{h}{20} =$$

$$e_{FX} = e_{OX} + e_c = \quad e_{FY} = e_{OY} + e_c =$$

Donde:

$e_{OX} =$	Excentricidad de Primer Orden en "X"	(cm)
$e_{OY} =$	Excentricidad de Primer Orden en "Y"	(cm)
$e_c =$	Excentricidad por construcción	(cm)
$e_{FX} =$	Excentricidad adicional en la dirección "X"	(cm)
$e_{FY} =$	Excentricidad adicional en la dirección "Y"	(cm)

- Determinar los Momentos de Diseño

$$Md_Y = Nd \cdot e_{FY} = \quad Md_X = Nd \cdot e_{FX} =$$

- Determinar los Momentos de Diseño

$$\nu = \frac{Nd}{Ac \cdot fcd} = \frac{Nd}{Uc}$$

$$\mu_X = \frac{Nd \cdot e_{FX}}{Ac \cdot h \cdot fcd} \quad \mu_Y = \frac{Nd \cdot e_{FY}}{Ac \cdot b \cdot fcd}$$

- Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1; \mu_2$$

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares, se entra a las **DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN (ANEXO – DISEÑO DE COLUMNA)**.

Si el valor de “v” no es redondo, se obtiene “w” por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de “v” entre los que esté situado.

- Definir la armadura

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

3.2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.-

La viga es el elemento estructural utilizado para cubrir espacios, que tiene la función de soportar el peso colocado encima de él, ejerciendo resistencia a las fuerzas internas de flexión y corte; si las cargas no son perpendiculares se produce algo de fuerza axial, pero esta no es determinante en el diseño.

El cálculo de las armaduras de las Vigas de Hormigón Armado, así como de todos los elementos de Hormigón Armado de la estructura, se realizó para las envolventes de esfuerzo obtenido de las combinaciones de carga, es decir, envolventes de momentos flectores, momentos torsores, fuerzas de corte y fuerzas axiales, mismos que se obtienen del análisis estructural.

3.2.5.1 CÁLCULO A FLEXIÓN SIMPLE

Las vigas sometidas a flexión se calcula para el estado límite último y su cálculo seguirá el siguiente proceso:

- Definir las características geométricas de la viga, material y características de resistencia del material.
- Mayora el momento de diseño a través del coeficiente respectivo para obtener el momento de cálculo “ M_D ”:

$$M_D = M \cdot \gamma_s$$

- Calcular el momento reducido de cálculo a través de las siguientes ecuaciones:

$$\mu_D = \frac{M_D}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

b= Ancho de Viga

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

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

- Calcular el valor del momento reducido de cálculo límite μ_{lim} a través del cuadro N° 1.26

**CUADRO N° 1.12 - TABLA UNIVERSAL PARA FLEXIÓN
SIMPLE O COMPUESTA**

ξ	μ	W	$(W/F_yd).10^3$	
0.0891	0.03	0.0310		D O M I N I O 2
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		D O M I N I O 3
0.2608	0.16	0.1795		
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133	0.0994	

0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	DOMINIO 4
0.6305	0.32	0.4338	0.1114	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1212	
0.6618	0.33	0.4554	0.1259	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1343	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1484	
0.6952	0.34	0.4783	0.1860	
0.7310	0.35	0.5030	0.2408	
0.7697	0.36	0.5296	0.2568	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2854	
0.7935	0.3658	0.5460	0.3280	
0.8119	0.37		0.4931	
0.8597	0.38		0.9251	
0.9152	0.39		5.9911	
0.9848	0.40			
FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado				

- Si $\mu_D < \mu_{lim}$, la pieza no se necesita armadura a compresión y se procede a encontrar el valor de la cuantía mecánica “ ω ” con el valor del momento reducido de cálculo μ_D a través del cuadro N°....., con el cual se calcula la armadura necesaria a tracción mediante la siguiente expresión:

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

- Calcular la armadura mínima con el valor de la cuantía geométrica mínima “ μ ” obtenida del cuadro N° , con la cual se obtiene la armadura mínima necesaria de tracción

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

- Se trabaja con el mayor de las dos armaduras calculadas.
- Si $\mu_D > \mu_{lim}$, la pieza si se necesita armadura a compresión y se procede a encontrar el valor de la cuantía mecánica “ ω ” con el valor del momento reducido de cálculo μ_D a través del cuadro N°, con el cual se calcula la armadura necesaria mediante el siguiente proceso:
- Calcular la relación de canto:

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

- Calcular la el valor de la cuantía mecánica “ ω' ” para la armadura de compresión y el valor de la cuantía mecánica “ ω ” para la armadura de tracción la a través de la siguiente expresión:

$$\omega' = \frac{\mu_D - \mu_{lim}}{1 - \delta'} \qquad \omega = \omega' + \omega_{lim}$$

- Determinar la armadura de tracción y de compresión:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s' = \omega' \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Calcular la armadura mínima con el valor de la cuantía geométrica mínima “ μ ” obtenida del cuadro N° , con la cual se obtiene la armadura mínima necesaria de tracción

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

- Se compara la armadura mínima con la armadura de compresiones anteriores dos calculadas y se trabaja con el mayor de las armaduras respectivamente.

Donde:

b= Ancho de la viga

d=Distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de armadura más traccionada

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón

f_{cy} =Resistencia de cálculo del acero

ω =Cuantía mecánica para la armadura de tracción

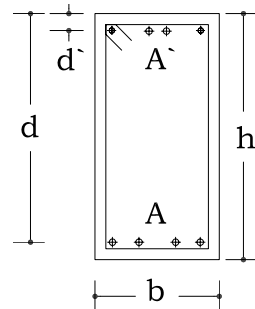
ω' =Cuantía mecánica para la armadura de compresión

μ = Cuantía geométrica

δ' = Relación entre el recubrimiento de la armadura a compresión y el canto útil

d' = Recubrimiento de la armadura a compresión

GRÁFICO N° 1.8 – VIGA DE HORMIGÓN ARMADO



Fuente: Elaboración Propia

3.2.5.2 CÁLCULO AL ESFUERZO CORTANTE.-

El comportamiento de una pieza de hormigón armado, cuando se considera la actuación de esfuerzos transversal (cortante y momento torsor), es complejo. No es posible ya un estudio sección a sección, siendo normalmente necesario tratarla el

conjunto de la pieza, pues los mecanismos resistentes que se forman son esencialmente tridimensionales. Influye no sólo la forma de la sección, sino también su variación a lo largo de la pieza; la esbeltez de esta; la posición de las armaduras longitudinales y transversales; la adherencia entre el acero y el hormigón, el tipo y la situación de las cargas y de los apoyos; etc. Varias teorías han sido propuestas y ninguna puede considerarse como definitivamente satisfactoria ya que es comprensible que no es posible incluir todas las variables, antes mencionadas, en una teoría simple y práctica.

La gran mayoría de los procedimientos trata adoptan el tratamiento independiente del cortante y flexión. Esta justificación se hace por la falta, hasta el momento, de una teoría suficientemente simple y práctica que permita el tratamiento unificado de flexión y cortante.

El libro de Jiménez Montoya dice: “En caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de resistencia de materiales”

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

Donde:

τ = Esfuerzo cortante

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

m = Momento estático donde se está verificando la tensión del cizallamiento

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

I = Momento de Inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

3.2.5.2.1 CÁLCULO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL.-

Se realiza el dimensionamiento por el **MÉTODO DE ROTURA (ESTADO LÍMITE ÚLTIMO)**, en la cual se suele admitir, la colaboración del hormigón al esfuerzo cortante, resultando una fórmula aditiva que suma la resistencia del hormigón con las de las armaduras.

Por lo tanto el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante “ V_{su} ”, mientras se cumpla que el cortante total de cálculo no supere el valor del cortante que resiste el hormigón:

$$V_d \leq V_{cu}$$

Para lo cual no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales, pero si se diere el caso que:

$$V_d > V_{cu}$$

Entonces sería necesario colocar armaduras transversales que puede soportar un cortante “ V_{su} ”, para lo cual se tendría que:

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

Donde:

V_d = Cortante total de cálculo

V_{cu} = Cortante que resiste la pieza de hormigón

V_{su} = Cortante que resiste las armaduras transversales necesaria.

Los pasos a seguir para este dimensionamiento de las armaduras transversales serán los descritos a continuación:

- Determinar el cortante de Diseño “ V ”.
- Mayora el cortante de diseño a través del coeficiente respectivo para obtener el cortante de cálculo “ V_d ”:

$$V_d = V \cdot \gamma_s$$

- Calcular la contribución de resistencia del hormigón al esfuerzo cortante a través de la siguiente expresión:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d ; \quad f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Donde:

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante (tensión sizzallante). [kgf/cm²]

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C$ = Resistencia de cálculo del hormigón. [kgf/cm²]

d= Canto útil [cm²]

b=Ancho del alma [cm²]

3.2.5.2.1.1 CASO I

Si la tensión de cálculo es menor a la resistencia convencional del hormigón a cortante ($V_d \leq V_{cu}$), no será teóricamente necesarias las armaduras transversales; pero por norma se dispondrá de armadura mínima necesaria que se obtendrá de la siguiente expresión:

$$A_{s \min} = 0.02 \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot t \right)$$

Donde:

t= Longitud cualquiera de la pieza para la que se calcula el área, medida longitudinalmente, generalmente asumida igual a 1 m =100 cm.

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea de 4200 kg/cm².

3.2.5.2.1.2 CASO II

Si la tensión de cálculo es mayor a la resistencia al esfuerzo cortante del hormigón ($V_d > V_{cu}$), será necesario disponer de armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia, para lo cual se analiza la siguiente expresión:

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

En la cual se superpone al hormigón, que resiste “ V_{cu} ” y las armaduras transversales necesarias para resistir “ V_{su} ”.

Antes de determinar la armadura transversal, se deberá comprobar que la **TENSIÓN DE CÁLCULO** no sea mayor al valor de **AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN DEL ALMA** ($V_d \leq V_{ou}$) esta última se determina mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

$f_{vd} = 0.5 \sqrt{f_{cd}}$ = Resistencia convencional del hormigón a cortante, en Kg/cm².

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón, en Kg/cm².

d = Canto útil

b = Ancho del alma.

De no cumplirse la condición anterior ($V_d \leq V_{ou}$), será necesario aumentar las dimensiones de la sección transversal de la viga, caso contrario se continua con el cálculo y se determina la armadura transversal suficiente para obtener la resistencia al esfuerzo cortante del acero “ V_{su} ”, la cual se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$V_{su} = \frac{0.9 \cdot d}{s} \cdot A \cdot f_{yd} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{V_{su} \cdot s}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

3.2.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATAS DE HORMIGÓN ARMADO.-

El proyecto de la cimentación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se considera el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia, compacidad, resistencia, expansividad, agresividad, la situación del nivel freático, las posibles galerías y las estructuras colindantes.

El tipo de cimentación utilizado, en el presente proyecto, es zapatas aisladas rígidas, los cuales soportaran las cargas transmitidas por los pilares.

El cálculo se llevara a cabo según lo dispuesto en el Código Boliviano del Hormigón, y bajo las los procedimientos de cálculo de las publicaciones “Cálculo de estructuras de cimentación” y “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para edificios” de D José Calavera Ruiz.

Como recomendaciones constructivas, para la ejecución de la zapata, tendremos en cuenta las siguientes:

- Bajo las zapatas se colocar hormigón de limpieza, cuya profundidad variará por cada zapata.
- La excavación de los últimos 20 cm del terreno, no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón en masa
- La separación máxima entre armaduras no superará el máximo de 30 cm ni el inferior a 10 cm. Si es necesario se agrupan por parejas en contacto.
- No se empleará diámetro de barras inferiores a 12 mm, ni el acero será menor a AH 400.
- El recubrimiento lateral de las puntas de las barras, no debe ser inferior a 5 cm,

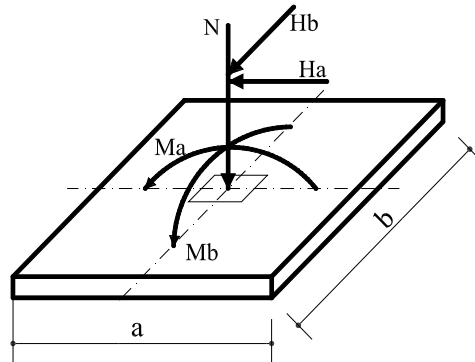
3.2.6.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

El procedimiento de cálculo sigue la siguiente secuencia:

3.2.6.1.1 PRE-DIMENSIONAMIENTO

- Determinación de las acciones actuantes en la zapata como ser: **Momentos, Normales y Cortantes.**

GRÁFICO N° 1.9 – CARGAS ACTUANTES EN LA ZAPATA AISLADA (VISTA EN PERFIL)



Fuente: Elaboración Propia

- Se efectúa el primer tanteo para determinar las dimensiones de la zapata en función de las cargas actuantes sobre la zapata, se determina la reacción del suelo verificándose que la reacción más crítica sea menor que la capacidad portante del suelo (**tensión admisible del suelo**).

$$A = \frac{N^*}{\sigma_{ADM}} = \Rightarrow \text{Para simplificación de cálculo} \Rightarrow$$

$$N^* = N + PP = 1.05 \cdot N$$

$$A = \frac{N^*}{\sigma_{ADM}} = \frac{1.05 \cdot N}{\sigma_{ADM}}$$

$$a \cdot b = A$$

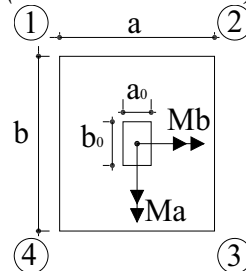
Donde:

A=Área necesaria de la zapata [cm²]

a= Dimensión más pequeña de la zapata [cm]

b= Dimensión más grande de la zapata [cm]

GRÁFICO N° 1.10 – CARGAS ACTUANTES EN UNA ZAPATA (VISTA EN PLANTA)



Fuente: Elaboración Propia

$$\sigma_4 = \frac{N}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Ma}{b \cdot a^2} + \frac{6 \cdot Mb}{a \cdot b^2} =$$

Donde:

A=Área necesaria de la zapata [cm²]

PP= Peso propio de la zapata [Kgf]

N= Carga axial transmitida por el pilar [Kgf]

Ma= Momento en la dirección “a”

Mb= Momento en la dirección “b”

- Se determina el valor del canto mínimo de la zapata y se asume el canto total que tendrá la zapata.

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

Donde:

$$K = \frac{4 \cdot fvd}{\gamma_f \cdot \sigma_{REAL}}$$

$$fvd = 0.5 \cdot \sqrt{fcd}$$

$$fcd = \frac{fck}{\gamma_c}$$

$$fyd = \frac{fy}{\gamma_s}$$

Donde:

fcd= Resistencia de cálculo del hormigón [Kgf/cm²]

fyd= Resistencia de cálculo del acero [Kgf/cm²]

fvd= Resistencia del hormigón [Kgf/cm²]

K= Coeficiente “K”

a= Dimensión más pequeña de la zapata [cm]

b= Dimensión más grande de la zapata [cm]

a₀= Dimensión menor de la columna [cm]

b₀= Dimensión mayor de la columna [cm]

3.2.6.1.2 VERIFICACIONES

Habiendo realizado la **verificación a la tensión admisible**, se efectúa las demás verificaciones:

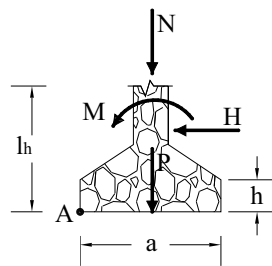
- Verificación al vuelco

- Verificación al deslizamiento.
- Verificación a la adherencia

3.2.6.1.2.1 VERIFICACIÓN AL VUELCO:

La primera comprobación que debe efectuarse en zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales de alguna importancia, es la seguridad al vuelco. La condición correspondiente se obtiene expresando que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores, respecto al punto “A”, (ver figura), superan a los momentos de vuelco:

GRÁFICO N° 1.11 – VERIFICACIÓN AL VUELCO EN UNA ZAPATA AISLADA



Fuente: Elaboración Propia

$$(N + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M + V \cdot l_h) \cdot \gamma_v$$

Donde:

N, M, H= Esfuerzo Normal, Momento flector y esfuerzo cortante en cara superior de la cimentación.

P= Peso propio de la zapata

a=Ancho de la zapata

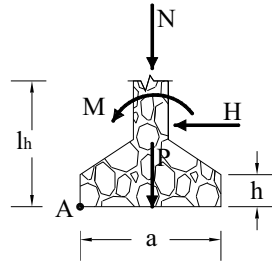
lh= Altura total de la zapata

γ_v = Coeficiente de seguridad al vuelco, para el que puede tomarse 1.5

3.2.6.1.2.2 VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO:

En todas las estructuras solicitadas por esfuerzos horizontales, se debe verificar su seguridad al deslizamiento. El único esfuerzo estabilizante es el rozamiento entre la base de la zapata y el terreno o la cohesión de este, no teniendo en cuenta el empuje pasivo del terreno sobre la superficie lateral de la zapata, a menos que esté garantizada su actuación permanente. La ecuación correspondiente puede ponerse en la forma:

GRÁFICO N° 1.12– VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO EN UNA ZAPATA AISLADA



Fuente: Elaboración Propia

Para Suelos sin Cohesión (Arenas): $(N + P) \cdot \operatorname{tg} \varphi_d \geq \gamma_D \cdot H$

$$\gamma_D \geq \frac{(N + P) \cdot \operatorname{tg} \varphi_d}{H}$$

Para Suelos Con Cohesión (Arcillas): $A \cdot Cd \geq \gamma_D \cdot H$

$$\gamma_D \geq \frac{A \cdot Cd}{H}$$

Donde:

N, H = Esfuerzo Normal y esfuerzo cortante en cara superior de la cimentación.

P = Peso propio de la zapata

$\varphi_d = 2/3 \varphi$ = Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno

$Cd = 0.5 \cdot C$ =Valor de cálculo de la cohesión

A = Área de la base de la cimentación

lh = Altura total de la zapata

γ_D = Coef. de seguridad al deslizamiento, para el que puede tomarse 1.5

3.2.6.1.2.3 VERIFICACIÓN A LA ADHERENCIA:

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

Esta comprobación se realiza en la sección II, debiendo satisfacer la relación:

$$\tau_b = \frac{V_I}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot (\pi \cdot \phi)} \leq \tau_{bd} = K \cdot \sqrt[3]{fcd^2}$$

Donde:

V_I =Esfuerzo cortante en las misma sección donde ha sido calculada la armadura (Sección I)

n =Número de barras de acero de diámetro “ ϕ ”, por unidad de longitud

ϕ = Diámetro de la barras [cm]

d =Canto útil de la sección [cm]

τ_b = Tensión Tangencial de adherencia

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

K = Coeficiente empírico que considera la rigidez de la zapata:

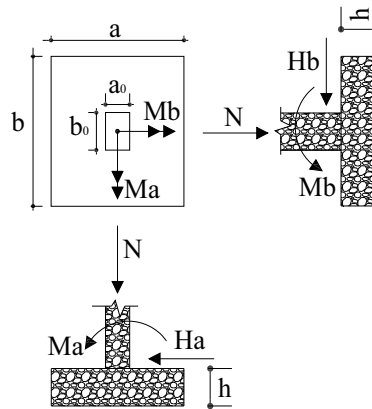
$K=0.95$ Zapata rígida

$K=2.00$ Zapata flexible

3.2.6.2 DETERMINACIÓN DE LAS ARMADURAS DE TRACCIÓN

Con los valores geométricos, casi definitivos, de la zapata se verifica nuevamente si los esfuerzos que la zapata transmite al terreno son menores o iguales a la capacidad portante del suelo.

GRÁFICO N° 1.13 – ESQUEMA DE CÁLCULO DE ZAPATAS AISLADAS



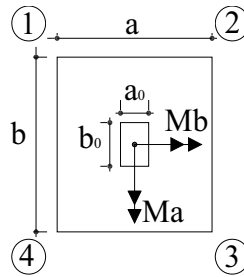
Fuente: Elaboración Propia

$$Ma^* = Ma + Ha \cdot h =$$

$$Mb^* = Mb + Hb \cdot h =$$

$$PP = h \cdot a \cdot b \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ} =$$

$$N^* = N + PP =$$



$$\sigma_1 = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Ma^*}{b \cdot a^2} - \frac{6 \cdot Mb^*}{a \cdot b^2} =$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Ma^*}{b \cdot a^2} - \frac{6 \cdot Mb^*}{a \cdot b^2} =$$

$$\sigma_3 = \frac{N^*}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot Ma^*}{b \cdot a^2} + \frac{6 \cdot Mb^*}{a \cdot b^2} =$$

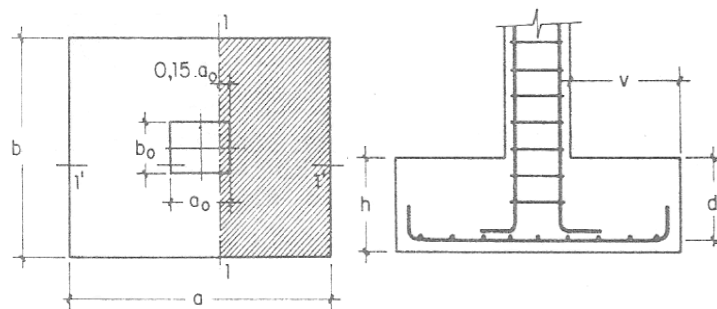
$$\sigma_4 = \frac{N^*}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Ma^*}{b \cdot a^2} + \frac{6 \cdot Mb^*}{a \cdot b^2} =$$

Habiendo realizado la **verificación a la tensión admisible del suelo** y con los esfuerzos obtenidos, se calcula los momentos actuantes en la zapata a efectos de estos esfuerzos transmitidos al suelo de fundación

Para el cálculo de la armadura se trabaja con el mismo cálculo de esfuerzos, sin embargo se exceptúa en el cálculo el peso propio de la zapata.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciada de los paramentos del soporte de hormigón, $0.15 \cdot a_0$ y $0.15 \cdot b_0$ respectivamente:

GRÁFICO N° 1.14 – CÁLCULO DE LA ARMADURA EN ZAPATAS AISLADAS



Fuente: Elaboración Propia

Una vez definidos estos momentos, y en función de las características de resistencia de los materiales (hormigón y acero) y de los coeficientes de seguridad de mayoración y de minoración (Cargas y resistencias respectivamente), se efectúa el

dimensionamiento de la armadura necesaria para la zapata, correspondientes a las dos direcciones, utilizando las siguientes formulas simplificadas:

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}; \quad \omega_a = \mu_a (1 + \mu_a); \quad A_{sa} = \omega_a \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}}; \quad \omega_b = \mu_b (1 + \mu_b); \quad A_{sb} = \omega_b \cdot a \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

3.3 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MADERA

Las recomendaciones presentadas en el “**MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO**”, para el capítulo de “Armaduras ligeras” constituyen la información que se utilizo para facilitar el diseño de armaduras.

3.3.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS CERCHAS Y SUS CORREAS.-

3.3.1.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.-

El diseño de elementos de madera que tengan que trabajar principalmente en flexión, consiste en la determinación de una sección transversal cuyos parámetros definan fatigas y deformaciones iguales o menores a las prescritas como admisibles.

Los pasos que se deben seguir para el diseño de estos elementos son:

3.3.1.1.1 DEFINIR CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA CUBIERTA

Las características que se debe definir de principio son:

- Luz a salvar con la cercha.
- Pendiente de la cubierta.
- Altura de la armadura

3.3.1.1.2 DEFINIR BASES DE CÁLCULO

Se definirá el **GRUPO DE MADERA** a utilizarse y sus **CARACTERÍSTICAS DE RESISTENCIA** (los esfuerzos admisibles y el módulo de elasticidad):

CUADRO N° 1.13 - MÓDULO DE ELASTICIDAD [KGF/CM²]

GRUPO	E_{MIN}	$E_{PROMEDIO}$
<i>A</i>	85000	130000
<i>B</i>	75000	100000
<i>C</i>	55000	90000

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino

CUADRO N° 1.14 - ESFUERZOS ADMISIBLES [KGF/CM²]

Grupo	Flexión [Fm]	Tracción Paralela [Ft]	Compresión Paralela [Fc]	Compresión Perpendicular ⊥ [Fc]	Corte [Fv]
<i>A</i>	210	145	145	40	15
<i>B</i>	150	105	110	28	12
<i>C</i>	100	75	80	15	8

Fuente: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino

3.3.1.1.3 **DEFINIR TIPO DE CERCHA Y SEPARACIÓN ENTRE CERCHAS**

Una vez definido los datos de resistencia y las características geométricas del vano que se pretende salvar con la cubierta se procede a:

- Definir el **TIPO DE CERCHA A UTILIZAR** y sus características geométricas.
- Definir las Cargas a considerarse en el diseño de la correa:
 - Carga Muerta
 - Peso de la cubierta.
 - Peso de las correas, cabios y listones
 - Carga Viva
 - Cargas accidentales ó sobrecargas de uso
 - Carga de Nieve ó Granizo
 - Carga de Viento
- Elegir una sección para la correa

CUADRO N° 1.15 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA DE LA MADERA

<i>Dimensión</i>	<i>Dimensión</i>	<i>Área</i>	<i>Inercia</i>		<i>Módulo de resistencia</i>		<i>Radio de giro</i>	
<i>Comercial [pulg]</i>	<i>Real [cm.]</i>	<i>A</i>	<i>I_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	<i>R_x</i>	<i>R_y</i>
<i>b x h</i>	<i>b x h</i>	<i>[cm²]</i>	<i>[cm⁴]</i>	<i>[cm⁴]</i>	<i>[cm³]</i>	<i>[cm³]</i>	<i>[cm]</i>	<i>[cm]</i>
2 x 2	4,0 x 4,0	16,0	21,3	21,3	10,7	10,7	1,2	1,2
2 x 3	4,0 x 6,5	26,0	91,5	34,7	28,2	17,3	1,9	1,2
2 x 4	4,0 x 9,0	36,0	243,0	48,0	54,0	24,0	2,6	1,2
2 x 6	4,0 x 14,0	56,0	914,7	74,7	130,7	37,3	4,0	1,2
2 x 7	4,0 x 16,5	66,0	1497,4	88,0	181,5	44,0	4,8	1,2
2 x 8	4,0 x 19,0	76,0	2286,3	101,3	240,7	50,7	5,5	1,2
2 x 10	4,0 x 24,0	96,0	4608,0	128,0	384,0	64,0	6,9	1,2
3 x 3	6,5 x 6,5	42,3	148,8	148,8	45,8	45,8	1,9	1,9
3 x 4	6,5 x 9,0	58,5	394,9	206,0	87,8	63,4	2,6	1,9
4 x 4	9,0 x 9,0	81,0	546,8	546,8	121,5	121,5	2,6	2,6
4 x 6	9,0 x 14,0	126,0	2058,0	850,5	294,0	189,0	4,0	2,6
4 x 8	9,0 x 19,0	171,0	5144,3	1154,3	541,5	256,5	5,5	2,6
4 x 10	9,0 x 24,0	216,0	10368,0	1458,0	864,0	324,0	6,9	2,6
4 x 12	9,0 x 29,0	261,0	18291,8	1761,8	1261,5	391,5	8,4	2,6
6 x 6	14,0 x 14,0	196,0	3201,3	3201,3	457,3	457,3	4,0	4,0
6 x 8	14,0 x 19,0	266,0	8002,2	4344,7	842,3	620,7	5,5	4,0
6 x 10	14,0 x 24,0	336,0	16128,0	5488,0	1344,0	784,0	6,9	4,0
6 x 12	14,0 x 29,0	406,0	28453,8	6631,3	1962,3	947,3	8,4	4,0

Fuente: Propia

- Determinar un espaciamiento entre cerchas en función de l esfuerzo máximo que debe soportar la correa, de manera que se cumpla la siguiente igualdad:

$$M_{SOLICITANTE} = M_{ADMISIBLE}$$

$$\frac{Q \cdot L^2}{8} + \frac{P \cdot L}{4} = \frac{b \cdot h^2 \cdot fm}{6}$$

Donde:

L= Luz máxima entre cerchas [cm]

P= Carga puntual debido al peso de un hombre=100 [kg]

Q= Carga por unidad de longitud debido al peso de la carga muerta, carga viva, y cargas accidentales [kg/cm]

b= base de la correa [cm]

h= Altura de la correa [cm]

fm= Esfuerzo admisible a flexión [kg/cm²]

3.3.1.1.4 VERIFICACIONES SOBRE LA CORREA.-

Verificar si la correa cumple con el estado de servicio (Verificando las flexiones admisibles) ó elegir una correa de manera que cumpla estas deflexiones:

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} < \frac{L}{k}$$

Donde:

Δ = Deflexión vertical en centro luz

k= Coeficiente de deflexiones máximas admisibles

k=250, para la carga total (Cargas permanentes + Sobrecargas)

k=350, para la sobrecarga

CUADRO N° 1.16 - DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES

Carga Permanente	Con cielo raso de yeso	Sin cielo raso de yeso
<i>Carga Permanente+ Sobrecarga</i>	<i>L/300</i>	<i>L/250</i>
<i>Sobrecarga</i>	<i>L/350</i>	<i>L/350</i>

Fuente: Manual del Pacto Andino de Cartagena

E= Módulo de elasticidad de la correa

Para verificar estas deflexiones se cumplan, se determinará la inercia necesaria de la sección de la correa que permita cumplir con este requisito, para lo cual se utilizará la siguiente expresión (deducida para una correa simplemente apoyada):

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} < \frac{L}{k} \quad \Rightarrow \quad I > \frac{5 \cdot q \cdot L^3 \cdot k}{384 \cdot E}$$

Finalmente se determinará el Máximo momento flector y la Máxima fuerza cortante.

$$M_{\text{MÁX}} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \quad V_{\text{MÁX}} = \frac{Q \cdot L}{2} =$$

Con el momento máximo se calculara el módulo de sección necesario para resistencia.

$$W_x > \frac{M}{f_m}$$

Y se compara que el modulo de sección necesario para las cargas actuantes sea menor que el modulo de sección que se haya elegido para la correa.

$$W_x > W_{x_{Necesario}}$$

3.3.1.1.5 **DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS EN LA CERCHA**

Definidas la distancia que debe haber entre cerchas, se procede a cargar la cercha con todas las fuerzas actuantes sobre ella y calcular las reacciones de cada pieza que compone la cercha, para lo cual se sigue los siguientes pasos:

- Definir las Cargas a considerarse en el diseño de la correa:

Carga Muerta (D)

Peso de la cubierta.

Peso de las correas, cabios y listones

Peso propio de la Armadura

Carga Muerta (D')

Peso propio del cielo raso

Carga Viva (Lr)

Cargas accidentales ó sobrecargas de uso

Carga de Nieve ó Granizo ®

Carga de Viento (W)

- Definidas las cargas por metro cuadrado actuantes en toda la cubierta, se linealizara las mismas. Además se detrmnara las reacciones en los apoyos de cada cercha.

- $W_p = (D + L_r + R + W) \cdot L''$ $W_q = (D') \cdot L''$

- $R = (D + D' + L_r + R + W) \cdot L'' \cdot L$

Donde:

W_p = Carga uniformemente distribuida sobre la cuerda superior de la cercha [kg/m].

W_q = Carga uniformemente distribuida sobre la cuerda inferior de la cercha [kg/m].

R = Reacción en los apoyos de la cercha

D = Carga Muerta sobre la cuerda superior de la cercha. [Kg/m²].

D' = Carga Muerta sobre la cuerda inferior de la cercha [Kg/m²].

L_r = Carga Viva [Kg/m²].

R = Carga de Nieve ó Granizo [Kg/m²].

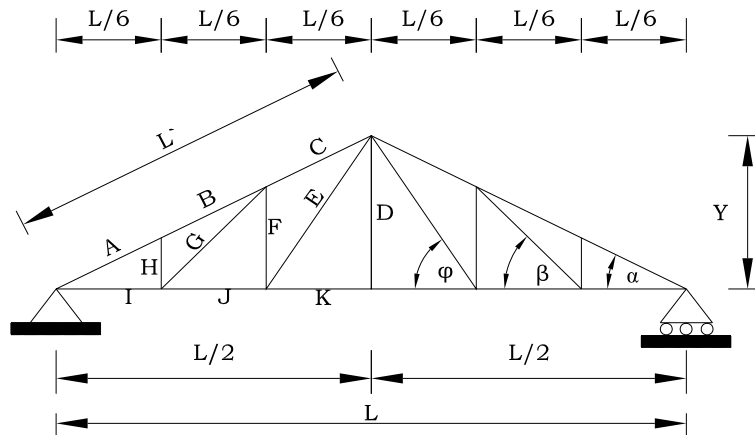
W = Carga de Viento [Kg/m²].

L'' =Separación entre cerchas

L = Luz de armadura

- En función del tipo de cercha elegido, se puntualizara las cargas en los nudos mediante las siguientes expresiones:

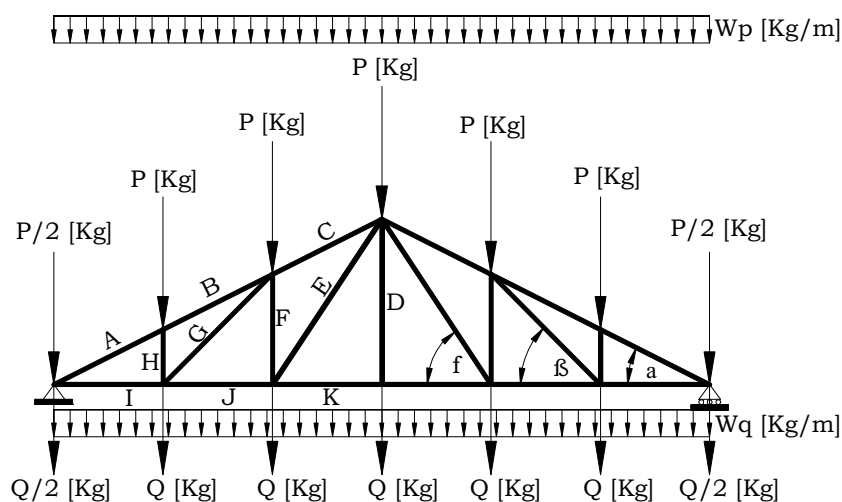
GRÁFICO N° 1.15 – GEOMETRÍA GENERALIZADA DE UNA CERCHA



Fuente: Elaboración Propia

$$P = W_p \cdot \left(\frac{L}{6} \right) \qquad Q = W_q \cdot \left(\frac{L}{6} \right)$$

GRÁFICO N° 1.16 – CARGAS ACTUANTES EN UNA CERCHA



Fuente: Elaboración Propia

- Finalmente en función de las cargas actuantes se termina las reacciones en cada elemento de la cercha, para posterior a ello se pueda calcular las secciones de los elementos, según en ellos exista esfuerzo de compresión, tracción, flexo-compresión y flexo-tracción.

3.3.2 DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN.-

Los elementos de madera que trabajan en compresión, se denominan comúnmente columnas, aunque también se los llama soportes, pilares y pie derechos; Estos elementos trabajan bajo fatigas admisibles que dependen fundamentalmente de la relación de esbeltez y del tipo de madera utilizada.

El diseño de las columnas está controlado por condiciones de resistencia, una combinación de resistencia y estabilidad, o puramente condiciones de estabilidad. Estas corresponden a columnas cortas, intermedias y largas, respectivamente.

3.3.2.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.-

Los pasos que se recomienda seguir para el diseño de columnas son:

- Definir el grupo de madera a utilizarse y sus características de resistencia (los esfuerzos admisibles y los módulo de elasticidad), a través del **Cuadro - Esfuerzos Admisibles [Kgf/cm²] Y Del Cuadro - Módulo De Elasticidad [Kgf/cm²]**
- Cargas a considerarse en el diseño, en función de las reacciones obtenidas para cada elemento que compone la cercha.
- Seleccionar una escuadría a través del Cuadro- Características Geométricas y de Resistencia de la Madera

- Determinar la longitud del elemento, las condiciones de apoyo (factor de longitud efectiva) y la longitud efectiva de la pieza.

$$L_{EFE} = k \cdot L$$

Donde:

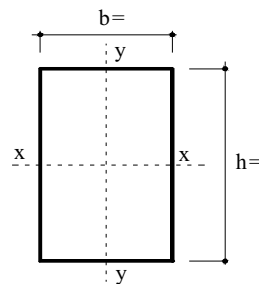
L_{EFE} =Longitud efectiva

L =Longitud no arriostrada

k =factor de longitud efectiva

- Determinar la esbeltez para la sección de madera con el que se trabaja:

GRÁFICO N° 1.17 – ESQUEMA DE UNA CORREA RECTANGULAR



Fuente: Elaboración Propia

$$\lambda_x = \frac{L_{ef}}{h} \quad \lambda_y = \frac{L_{ef}}{b}$$

Donde:

h =Altura de la sección de madera.

b = Base de la sección de madera.

λ_x = Esbeltez según el eje x-x

λ_y = Esbeltez según el eje y-y

- Según la esbeltez calculada se define la clasificación del tipo de columna y el esfuerzo admisible que le corresponde según el siguiente cuadro:

CUADRO N° 1.17 - CLASIFICACIÓN DE COLUMNAS DE MADERA EN FUNCIÓN DE SU ESBELTEZ Y CARGA AXIAL ADMISIBLE

<i>Tipo de columna</i>	<i>Condición</i>	<i>Carga Axial Admisible</i>	<i>Esbeltez característica para secciones rectangulares</i>
<i>Columnas cortas</i>	$\lambda < 10$	$N_{ADM} = f_c \cdot A$	$C_K = 0.7025 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_c}}$
<i>Columnas intermedias</i>	$10 < \lambda < C_K$	$N_{ADM} = f_c \cdot A \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{C_K} \right)^4 \right)$	
<i>Columnas Largas</i>	$C_K < \lambda < 50$	$N_{ADM} = 0.329 \cdot \frac{E_{0.05} \cdot A}{(\lambda y)^2}$	

Fuente: Manual del Pacto Andino de Cartagena

Donde:

N_{ADM} = Carga Axial máxima Admisible

f_c = Esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a las fibras

A = Área de la sección transversal

λ = Esbeltez (considerar la mayor)

C_K = Esbeltez característica

E = Módulo de elasticidad

- Se recomienda no utilizar como columnas, elementos que tengan una relación de esbeltez mayor que 50.
- Verificar que la fuerza actuante en la pieza sea menor que la fuerza admisible calculada:

$$N \leq N_{ADM}$$

3.3.3 DISEÑO DE ELEMENTOS EN TRACCIÓN.-

Los elementos de madera que resisten cargas axiales que tratan de estirarlas, se llaman tirantes y se emplean comúnmente en cerchas, torres, etc. Los tirantes pueden ser macizos, laminados o encolados.

Para su cálculo no interviene la esbeltez, considerándose solamente la sección crítica (A_c), que es la sección transversal mínima que puede estar debilitada por perforaciones, rebajes o empalmes.

3.3.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.-

Los pasos que se recomienda seguir para el diseño de columnas son:

- Grupo de madera a utilizarse y sus características de resistencia (los esfuerzos admisibles y los módulo de elasticidad), a través del **Cuadro - Esfuerzos Admisibles [Kgf/cm²] Y Del Cuadro - Módulo De Elasticidad [Kgf/cm²]**
- Cargas a considerarse en el diseño, en función de las reacciones obtenidas para cada elemento que compone la cercha.
- Seleccionar una escuadría a través del Cuadro- Características Geométricas y de Resistencia de la Madera
- Determinar el área crítica de la sección transversal de la escuadría elegida:

$$A_c = 0.8 \cdot A$$

Donde:

A_c = Sección bruta – Sección proyectada de las perforaciones o rebajes.

A = Área de la sección transversal de la escuadría elegida

- Calcular el esfuerzo transmitido a la sección:

$$f = \frac{N}{A_c}$$

Donde:

N = Carga axial de tracción.

f = Esfuerzo transmitido a la sección.

A_c = Sección bruta – Sección proyectada de las perforaciones o rebajes.

- Verificar que cumpla que el esfuerzo transmitido a la sección se menor a la tracción paralela admisible “ f_t ”:

$$f \leq f_t$$

3.3.5 DISEÑO DE ELEMENTOS EN FLEXO-COMPRESIÓN.-

3.3.5.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.-

Los pasos que se recomienda seguir para el diseño de elementos sometidos a flexo- compresión son:

- Definir el grupo de madera a utilizarse y sus características de resistencia (los esfuerzos admisibles y los módulo de elasticidad), a través del **Cuadro - Esfuerzos Admisibles [Kgf/cm²] Y Del Cuadro - Módulo De Elasticidad [Kgf/cm²]**
- Cargas a considerarse en el diseño, en función de las reacciones obtenidas para cada elemento que compone la cercha.
- Determinar el momento debido a la carga uniformemente distribuida:

$$M = \frac{Q \cdot L^2}{10} =$$

- Seleccionar una escuadría a través del Cuadro- Características Geométricas y de Resistencia de la Madera.
- Determinar la longitud efectiva de la columna sometida a flexo – compresión a través de la siguiente expresión:

$$L_{EFE} = \frac{L_1 + L_2}{2}$$

- Calcular la esbeltez de la pieza:

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{h}$$

- Verificando con la esbeltez, a qué tipo de columna pertenece calcular la Carga Axial Admisible, según el cuadro - Clasificación de columnas de madera en función de su esbeltez y Carga Axial Admisible.
- Calcular la carga crítica de Euler para pandeo en la dirección en la que se aplica los momentos de flexión:

$$N_{CRIT} = \pi^2 \cdot \frac{E_{0.05} \cdot I}{L_{efe}^2}$$

- Calcular el coeficiente de amplificación de momentos:

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \cdot \frac{N}{N_{CRIT}}}$$

- Verificar que se cumpla la siguiente relación:

$$\frac{N}{N_{ADM}} + \frac{km \cdot M}{W_x \cdot fm} < 1$$

3.3.6 DISEÑO DE ELEMENTOS EN FLEXO-TRACCIÓN.-

3.3.6.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.-

Los pasos que se recomienda seguir para el diseño de elementos sometidos a flexo- tracción son:

- Definir el grupo de madera a utilizarse y sus características de resistencia (los esfuerzos admisibles y los módulo de elasticidad), a través del **Cuadro - Esfuerzos Admisibles [Kgf/cm²] Y Del Cuadro - Módulo De Elasticidad [Kgf/cm²]**
- Cargas a considerarse en el diseño, en función de las reacciones obtenidas para cada elemento que compone la cercha.
- Determinar el momento debido a la carga uniformemente distribuida:

$$M = \frac{Q \cdot L^2}{10} =$$

- Seleccionar una escuadría a través del Cuadro- Características Geométricas y de Resistencia de la Madera.
- Verificar que se cumpla la siguiente relación:

$$\frac{N}{f_t \cdot A} + \frac{M}{W_x \cdot fm} < 1$$

3.4 DISEÑO HIDRÁULICO DE INSTALACIONES SANITARIAS.-

3.4.1 REGLAMENTACIÓN UTILIZADA.-

El diseño de esta instalación se realizó conforme a los lineamientos establecidos en el **Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.**

La Norma **Boliviana para Instalaciones Sanitarias-Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamientos de Aguas Residuales.**

3.4.2 DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE DOTACIÓN DE AGUA FRÍA.-

3.4.2.1 CÁLCULO DEL CONSUMO DIARIO DE AGUA FRÍA.-

El “Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias” en su capítulo IV, recomienda la siguiente dotación de agua para locales educacionales y residencias estudiantiles:

CUADRO N° 1.18- DOTACIÓN DE AGUA

<i>Usuario</i>	<i>Dotación diaria</i>
<i>Alumnado externo</i>	<i>30 L/persona</i>
<i>Alumnado medio pupilo</i>	<i>50 L/persona</i>
<i>Alumnado interno</i>	<i>150 L/persona</i>
<i>Personal no residente</i>	<i>30 L/persona</i>
<i>Personal residente</i>	<i>150 L/persona</i>

Fuente: Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias

Pensando en posibles incrementos de consumo al cabo de T años, se proyecta la dotación futura de la misma manera como se calcula para los sistemas de abastecimientos de agua potable para poblaciones grandes:

$$D_f = D_i \cdot \left(1 + \frac{d}{100}\right)^n$$

D_f = Dotación futura

D_i = Dotación Inicial

d = Variación de la dotación (0.5% – 2%)

n = Periodo de Vida Util (Años)

3.4.2.2 DIÁMETRO PARA LA RED PRINCIPAL DE AGUA POTABLE.-

Suponiendo que el suministro de agua de la red pública es de 12 hrs diarias, debido a que no siempre se garantiza el abastecimiento normal, en función del caudal diario de dotación y asumiendo una velocidad del agua en la tubería de 1 m/s, se tendrá:

$$q = V \cdot A \Rightarrow A = \frac{q}{V} \Rightarrow \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{q}{V} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{q \cdot 4}{\pi \cdot V}}$$

3.4.2.3 VOLUMEN DEL TANQUE ELEVADO Y DEL TANQUE CISTERNA.-

El tanque elevado según las normativas su capacidad será igual al consumo diario “ Q_T ” por lo tanto, la capacidad del tanque deberá ser:

$$V_T = Q_T \cdot 1 \text{ día}$$

Se utilizara tanque elevado y tanque cisterna, sus capacidades serán las siguientes:

$$V_{\text{Tanque Elevado}} = V_T \cdot \frac{1}{3} \qquad V_{\text{Tanque Cisterna}} = V_T \cdot \frac{2}{3}$$

3.4.2.4 CÁLCULO DEL DIÁMETRO PARA LA RED PRINCIPAL DE AGUA POTABLE.-

Se trabajara a través de los coeficientes de Simultaneidad (Ver Cálculo en anexos):

$$q = Q \cdot K$$

q = Caudal de cálculo de la conexión domiciliaria

Q = Suma de caudales de alimentación a los grifos de los diferentes artefactos sanitarios, se obtiene de la tabla N° 1- Anexos

K = Coeficiente de simultaneidad característico para cada grupo de artefactos sanitarios que se obtiene por la fórmula :

$$K = \sqrt{\frac{1}{X-1}}$$

X = Es el número de artefactos sanitarios

Para los caudales de consumo por artefacto se utilizó la siguiente tabla:

CUADRO N° 1.19 - CONSUMO DE GRIFO DE ALGUNOS ARTEFACTOS CORRIENTES

NOMBRE DEL ARTEFACTO	Gastos [L/s]	NOMBRE DEL ARTEFACTO	Gastos [L/s]
<i>Fregaderos, lavaplatos, pileta de enjuagado</i>	<i>0,2</i>	<i>Pila de lavar o lavandería</i>	<i>0,3</i>
<i>Lavabo</i>		<i>Inodoro</i>	
<i>a) Individual</i>	<i>0,1</i>	<i>a) Con tanque de descarga</i>	<i>0,1</i>
<i>b) Colectivo (por caño)</i>	<i>0,05</i>	<i>b) Con grifo de descarga</i>	<i>1,5</i>
<i>Bidet</i>	<i>0,1</i>		
<i>Bañera alimentada por:</i>		<i>Urinarios</i>	
<i>a) Termo acumulador o red de agua caliente</i>	<i>0,35</i>	<i>a) Con cisterna de descarga automática, por plaza</i>	<i>0,005</i>
<i>b) Calentadores instantáneos</i>	<i>0,25</i>	<i>b) Con grifo individual</i>	<i>0,1</i>
<i>Ducha (agua fría o mezclada)</i>	<i>0,25</i>	<i>c) Compartimiento con grifos de descarga</i>	<i>0,5</i>
<i>Fuente</i>	<i>0,15</i>	<i>Grifo para limpieza de patio o boca de riego de 20 mm.</i>	<i>0,7</i>

Fuente: Manual para Cálculo Diseño y Proyecto de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias

3.4.2.5 PÉRDIDAS DE CARGA PARA GRIFOS MÁS DESFAVORABLE.-

Se utilizo la fórmula de Hazen Willians para la pérdida de carga y la ecuación de continuidad para determinación del diámetro:

Mediante la fórmula de Hazen Williams:

$$J = \frac{10.6460 \cdot Q^{1.852}}{C^{1.852} \cdot D^{4.87}}$$

Donde

Q = Caudal[m³ /s]

C = Coeficiente de Hazen (para PVC $\Rightarrow C = 140$)

D = Diámetro de la tubería[m]

Por la fórmula de continuidad:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Donde

Q = Caudal[m³ /s]

A = Area de la sección transversal de la tubería

V = Velocidad del fluido

3.4.2.6 CALCULO DEL SISTEMA DE BOMBEO.-

3.4.2.6.1 TIEMPO DE ALIMENTACIÓN Y DIÁMETRO.-

La tubería de bombeo entre el tanque cisterna y el tanque elevado deberá calcularse para que pueda llenar a este en un tiempo máximo de 2 horas. Se puede considerar que la Bomba será utilizada tres veces al día con un tiempo aproximado de bombeo de 6.00 horas por día.

3.4.2.6.2 CÁLCULO DE LA TUBERÍA DE SUCCIÓN.-

Asumiendo una velocidad del agua en la tubería de 1 m/s, se tendrá:

$$q = V \cdot A \Rightarrow A = \frac{q}{V} \Rightarrow \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{q}{V} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{q \cdot 4}{\pi \cdot V}}$$

3.4.2.7 DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DEL TANQUE.-

Se determino a través de la siguiente relación:

$$H = hf + P_{MDS}$$

Donde :

H = Altura del tanque

h_f = Pérdida de carga para el grifo más desfavorable

P_{MDS} = Presión mínima de servicio (2 m.c.a.)

3.4.2.8 CÁLCULO DE LA ALTURA MANOMÉTRICA.-

Del capítulo IX (del Manual de Diseño. W. Peñaranda)

$$H_m = H_s + H_i + H_p$$

$$H_p = \Delta h_i + \Delta h_s$$

Donde:

H_m = Altura manométrica de la bomba

H_s = Altura de succión o altura del eje de la bomba
sobre el nivel superior de aspiración.

H_i = Altura de impulsión o diferencia entre el eje de
la bomba y el nivel superior de descarga.

H_p = Pérdidas de carga.

3.4.2.9 CÁLCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO.-

La potencia de la bomba a utilizarse se calcula a través de la siguiente expresión:

$$P_B = \frac{\gamma \cdot H_B \cdot Q}{\eta \cdot 75} \quad [\text{C.V.}] \qquad P_B = \frac{\gamma \cdot H_B \cdot Q}{\eta \cdot 76} \quad [\text{H.P.}]$$

P_B = Potencia en la bomba en Cavallos Vapor y Horse Power [CV], [HP],

γ = Peso específico del líquido que fluye a través de la bomba [Kgf. /m³]

H_B = Altura de carga en la BOMBA [m]

Q = Caudal que circula por la BOMBA [m³ /s]

η = Eficiencia de la BOMBA [en decimales]

$$P_B = \frac{1000 \cdot (8.2) \cdot 0.00084}{0.65 \cdot 75} = 1.53 \quad [\text{C.V.}]$$

$$P_B = \frac{1000 \cdot (8.2) \cdot 0.00084}{0.65 \cdot 76} = 1.51 \quad [\text{H.P.}]$$

3.4.3 DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.-

3.4.3.1 GENERALIDADES.-

Se entiende por sistema de alcantarillado sanitario al conjunto de tuberías verticales y horizontales que permite transportar las aguas residuales hasta el sistema colector de la edificación y su posterior evacuación al sistema de alcantarillado sanitario público.

En cuanto al Sistema de Alcantarillado Sanitario de la comunidad de San Andrés, es un sistema que se encuentra en proceso de construcción congelado por conflictos sociales existente, pero que a la solución de la misma se podrá contar con este servicio básico.

3.4.3.2 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO.-

La base del cálculo es la “UNIDAD DE DESCARGA HIDRÁULICA” (UHD), cuyo equivalente es 28.5 L/minuto ó 0.475 L/s.

Se trabajo con las unidades de descarga hidráulica recomendadas por el “REGLAMENTO NACIONAL DE INSTALACIONES SANITARIAS DOMICILIARIAS”:

<i>Artefacto sanitario</i>	<i>Diámetro mínimo del sifón</i>	<i>Diámetro de descarga</i>	<i>Unidad de descarga hidráulica (UDH)</i>
<i>Tina</i>	<i>1 ½”-2”</i>	<i>2”</i>	<i>2</i>
<i>Ducha privada</i>	<i>2”</i>	<i>2”</i>	<i>2</i>
<i>Ducha publica</i>	<i>2”</i>	<i>2”</i>	<i>3</i>
<i>Lavatorio</i>	<i>1 ½”</i>	<i>2”</i>	<i>1</i>
<i>Inodoro con tanque</i>	<i>3”</i>	<i>4”</i>	<i>4</i>
<i>Inodoro con válvula</i>	<i>3”</i>	<i>4”</i>	<i>8</i>
<i>Bidet</i>	<i>1 ½”</i>	<i>2”</i>	<i>3</i>
<i>Lavaplatos</i>	<i>2”</i>	<i>2”</i>	<i>2</i>
<i>Urinario de pared</i>	<i>1 ½”</i>	<i>2”</i>	<i>4</i>
<i>Urinario de piso</i>	<i>2”</i>	<i>2”</i>	<i>8</i>
<i>Rejilla de piso</i>	<i>2”</i>	<i>2”</i>	<i>1</i>

El caudal de diseño es la suma de los consumos base de los artefactos de cada baño y a su vez la suma de todos los aportes a cada tramo.

3.4.3.3 DETERMINACIÓN DE DIÁMETROS Y SECCIONES HIDRÁULICAS DE LOS COLECTORES.-

Se calcula el diámetro de la tubería entre cámaras de inspección (CI) de acuerdo al número de unidades de descarga que se acumulan hasta la cámara de inspección aguas abajo.

3.4.3.3.1 DISEÑO A DE LA SECCIÓN CIRCULAR A TUBO LLENO.-

El diseño de la sección se la realiza a través de la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} (R)^{2/3} S^{1/2} \quad Q = \frac{A}{n} (R)^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

$$Q = \text{Caudal media } \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]$$

$$A = \text{Área de la sección circular } [\text{m}^2]$$

$$V = \text{velocidad media } [\text{m/s}]$$

$$R = \text{radio hidráulico } R = \frac{A}{P} \text{ [m]}; \text{ para tuberías circulares es igual a: } \frac{D}{4}$$

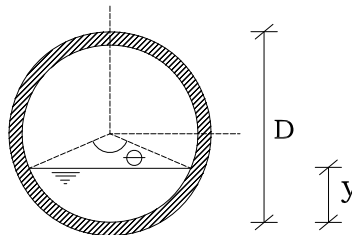
$$S = \text{pendiente } [\text{m/m}]$$

$$n = \text{coeficiente de rugosidad}$$

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad Q = \frac{A}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

3.4.3.3.2 DISEÑO A DE LA SECCIÓN CIRCULAR A TUBO PARCIALMENTE LLENO.-

Para una sección parcialmente llena que es el funcionamiento real de la alcantarilla se utiliza relaciones especiales en función del tirante normal de agua, las cuales se establecen a través de las siguientes expresiones geométricas:



Donde el ángulo “ θ ” es igual: $\theta = 2 \cos^{-1} \left[\frac{D - 2y}{D} \right]$

El tirante normal será igual a: $y = \frac{1.31576}{D^{0.3558}} \left[\frac{n \cdot Q}{S^{1/2}} \right]^{0.504827}$

El área mojada será igual a: $A = \frac{D^2}{8} \times \left(\frac{\theta \times \pi}{180} - \text{sen}\theta \right)$

El perímetro será igual a: $P = \frac{D \times \theta \times \pi}{360}$

La relación del tirante con el diámetro de la tubería será:

$$\frac{y}{D} = \frac{\frac{1.31576}{D^{0.3558}} \left[\frac{n \cdot Q}{S^{1/2}} \right]^{0.504827}}{D}$$

Donde debe cumplir, según normativas, para tubos de PVC, , que:

$$0.6 \frac{\text{m.}}{\text{seg}} \leq V \leq 4.5 \frac{\text{m.}}{\text{seg}}$$

Y se recomienda para un buen funcionamiento hidráulico como canal cerrado el siguiente intervalo en la relación tirante-diámetro

$$0.20 \leq \frac{y}{D} \leq 0.75$$

Donde:

Q = Caudal media $\left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]$

D = diámetro de la tubería [m]

S = pendiente [m/m]

y_n = Tirante normal del agua [m]

R = radio hidráulico [m]

Caudal mínimo de diseño que se acepta es de 2 Lt/seg, que corresponde a la descarga mínima de un inodoro, considera además la probabilidad de uso.

Además se debe cumplir criterios de la tracción tractiva mínima para alcantarillado sanitario la cual deberá ser:

$$T_{MIN} = 1 Pa$$

Para tuberías funcionando parcialmente llenas la tracción tractiva es igual a :

$$T = S \cdot \rho \cdot g \cdot \frac{D}{4} \cdot \left(1 - \frac{360^\circ \cdot \text{Sen } \theta^\circ}{2 \cdot \pi \cdot \theta^\circ} \right)$$

Donde :

T = Tensión tractiva o tensión de arrastre en Pascales [Pa]

S = Pendiente de la tubería [m/m]

ρ = Densidad del agua 1000 [kg/m³]

g = Aceleración de la gravedad 9.81 [m/s²]

D = Diámetro de la tubería [m]

θ° = Ángulo central formado en grado sexagesimal

3.4.3.4 **MATERIAL DE LOS TUBOS.-**

El diseño contempla sus cálculos para tubos de Policloruro de Vinilo (PVC), para el cual se considera un coeficiente de rugosidad (para la fórmula de Manning) de:

n = coeficiente de rugosidad= 0.013

CAPÍTULO 4.

DISEÑO DE INGENIERÍA

4.1 EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA.-

El emplazamiento del proyecto se realizó en función a los datos obtenidos de Alcaldía Municipal. El terreno asignado al proyecto pertenece a la alcaldía municipal, se encuentra ubicado en la Localidad de San Andrés. El lote tiene una superficie de 170'903.540 m².

El lote abarca una superficie amplia, por lo que la ubicación del proyecto puede sin problema alguno acomodarse en el sector más conveniente y de accesibilidad estratégica para los usuarios. El proyecto esta ubicado en la parte Nor-Este del lote, debido a que la misma permite un frente amplio de la estructura y acceso cómodo a dos vías de comunicación con las comunidades circundantes.

4.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.-

El levantamiento topográfico fue realizado por el Gobierno Municipal de la ciudad de Tarija, a través de su Departamento Técnico. El plano de lote, de la zona de emplazamiento del proyecto, fue facilitado por ésta institución para elaborar el diseño arquitectónico. Los datos brindados tiene un trabajo de planimetría, altimetría, con curvas de nivel cada 0.5 m.

En función del plano de lote, se puede concluir que no se tiene necesidad de realizar grandes movimientos de tierra, ya que la zona tiene una topografía prácticamente plana. El plano topográfico se adjunta en la sección de anexos (**VER ANEXO XIX**)

4.3 ANÁLISIS PREVIO AL DISEÑO ESTRUCTURAL

4.3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

4.3.1.1 NORMAS Y REGLAMENTOS PARA EL DISEÑO

Las Normas utilizadas para el diseño estructural son las siguientes:

- Los elementos estructurales de hormigón armado como ser vigas, columnas y zapatas, fueron calculados bajos los lineamientos del **CÓDIGO BOLIVIANO DEL HORMIGÓN CBH 87**, que proporciona las prescripciones de obligatorio cumplimiento en el país y que deben ser observadas en el proyecto ejecución y control de obras de hormigón armado.
- Para los elementos estructurales de madera se utilizó el **MANUAL DEL PACTO ANDINO DE MADERAS**

4.3.1.2 SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN

En lo que se refiere al sistema de construcción que se utilizará en el proyecto, es el tradicional, con la siguiente composición:

- La tabiquería será de ladrillo de 6 huecos con espesor de 12 y 18 cm.
- La cubierta será de teja cerámica, con estructuras de soporte de madera.
- Los entrepisos va ser losas alivianadas compuestos de viguetas pretensadas con piezas de entrevigado de **poliestireno expandido** (plastoformo).
- Las columnas, vigas, sobre cimientos y zapatas va ser de Hormigón Armado.
- Los elementos de soporte del tanque de agua, va ser: losa, columna, vigas de arriostre y zapatas de Hormigón Armado.
- Se utilizará estructura metálica para: las barandas, portones y ventanas.

4.3.1.3 MATERIALES A EMPLEAR EN EL DISEÑO

Los materiales a utilizarse como parte de los elementos estructurales y/o como material de complemento hacia estos últimos son los descritos a continuación:

4.3.1.3.1 ACERO ESTRUCTURAL DE REFUERZO PARA HORMIGÓN ARMADO

Los aceros de refuerzo empleados son para el diseño de secciones de Hormigón Armado según la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Para el diseño de las secciones de todos los elementos de hormigón armado se considera acero de refuerzo con una resistencia característica a la tracción de 4200 Kg/cm^2 .

4.3.1.3.2 HORMIGÓN

El hormigón tendrá las propiedades y características exigidas en la Norma Boliviana del Hormigón Armado, además cumplirá con las especificaciones técnicas elaboradas para el caso en particular. Para el cálculo de secciones, de los elementos estructurales de Hormigón Armado, se utilizará Hormigón con las características de resistencia a la compresión de 250 kgf/cm^2 , para todos los elementos estructurales vaciados en sitio (Fundaciones, columnas, vigas, losas y gradas).

4.3.1.3.3 ENTREPISOS DE LOSA ALIVIANADA

El Complemento de aligeramiento será el POLIESTIRENO EXPANDIDO EPS (PLASTOFORMO)

4.3.1.3.4 CUBIERTA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO CERCHA

El material de la Cubierta que se utilizará para techar será Teja Colonial

4.3.1.4 SUELO DE FUNDACIÓN

Para el diseño estructural de la zapatas se realizó un estudio previo de la capacidad portante del terreno, en la zona de emplazamiento, del cual se obtuvo que la resistencia admisible del terreno tiene un valor de 1.00 Kg/cm^2 a una profundidad de 1.5 metros, el tipo de suelo según la clasificación realizada por el “LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN DE LA UNIVERSIDAD JUAN MISAEL SARACHO” es, CL Arcilla Inorgánica (SUCS Unificada).

4.3.2 CARGAS (ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO)

Las cargas que se consideran para el cálculo estructural de la estructura de soporte principal de la infraestructura, se clasifican en **CARGAS PERMANENTES Ó CARGAS MUERTAS** y **CARGAS NO PERMANENTES O CARGAS VIVAS (CARGAS VARIABLES O SOBRECARGAS)**, las cuales se detallan a continuación.

4.3.2.1 CARGAS PERMANENTES Ó MUERTAS

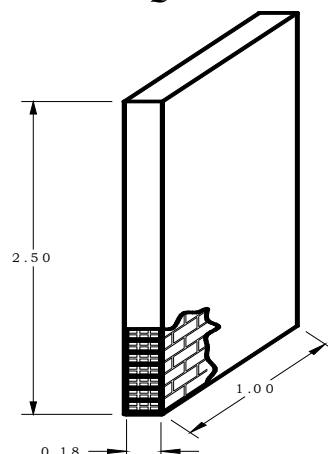
4.3.2.1.1 PESO PROPIO DE VIGAS Y LOSAS

La carga de peso propio ó carga muerta de las vigas y las losas (macizas o alivianadas), de la estructura, los determina automáticamente el programa CYPE CAD 2007, considerando un peso específico para el hormigón armado igual a 2500 kg/m^3 .

4.3.2.1.2 CARGAS DE MUROS.

Las cargas muertas de muros (paredes), fueron calculadas por cada metro lineal de pared y para uniformizar cargas se determino estas cargas para “muros tipo” (en este caso de muros de ladrillo cerámico), dispuestos en el lado de 0.18 m y en el lado de 12 cm:

GRÁFICO N° 1.18– ESQUEMA DE UN MURO



Las Cargas que se consideraron en el cálculo según la disposición de los ladrillos fueron:

- CM Pared tipo I ($e = 0.18 \text{ cm}$) = 752 Kgf/m
- CM Pared tipo I ($e = 0.12 \text{ cm}$) = 572 Kgf/m

4.3.2.1.3 CARGA PISOS Y ACABADOS

Las cargas muertas de pisos y acabados, fueron calculadas por cada metro cuadrado de piso, las cargas que fueron consideradas fueron las siguientes:

- Contra piso de Cemento, con un peso total de 46 Kg/m²
- Cielo Raso de Yeso, con un peso total de 24 Kg/m²
- Piso de Cerámica, con un peso total de 36 Kg/m²

Instalaciones, con un peso total de 20 Kg/m² Teniendo un total de **126 Kg/m²** como carga de pisos y acabados:

4.3.2.1.4 CARGA DE CIELO FALSO

La carga de cielo falso recomendable para: yeso + paja + perfil metálico:

$$50 \text{ Kg/m}^2 = \mathbf{0.05 \text{ Tn/m}^2}$$

4.3.2.2 CARGAS NO PERMANENTES Ó VIVAS (VARIABLES)

Las Sobrecargas es la carga cuya magnitud puede ser variable a lo largo del tiempo.

4.3.2.2.1 SOBRECARGAS DE USO.

La carga variable a considerar en el cálculo de la infraestructura de Hormigón será las **SOBRECARGAS DE USO (debida a todos los objetos que puedan gravitar por el uso)**. Fueron elegidos los valores de acuerdo al uso que tendrán los diferentes ambientes de la estructura, de la tabla de sobrecargas de uso que facilita la norma “NB-AE-88 acciones en la edificación”.

CUADRO N° 1.20 - SOBRECARGAS DE USO

USO DEL ELEMENTO	Sobrecargas Kg/m²
A. Azoteas	
<i>Accesibles sólo para conservación</i>	100
<i>Accesibles sólo privadamente</i>	150
<i>Accesibles al público</i>	Según su uso
<i>Techos inclinados</i>	50
B. Viviendas	
<i>Habitaciones de viviendas económicas</i>	150
<i>Habitaciones en otro coso</i>	200
<i>Escaleras y accesos públicos</i>	300
<i>Balcones volados</i>	Según art. 3.5
<i>Baños</i>	200
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
<i>Zonas de dormitorio</i>	200
<i>Zonas públicos, escaleras, accesos</i>	300
<i>Locales de reunión y de espectáculo</i>	500
<i>Balcones y volados</i>	Según art. 3.5
D. Oficinas y comercios	
<i>Locales privados</i>	200
<i>Oficinas públicas, tiendas</i>	300
<i>Oficinas archivo</i>	500
<i>Galerías comerciales, escaleras y accesos</i>	400
<i>Locales de almacén</i>	Según su uso
<i>Balcones volados</i>	Según art. 3.5
<i>Vestidores</i>	200
E. Edificios docentes	
<i>Autos, despachos y comedores</i>	300
<i>Escaleras y accesos</i>	400
<i>Balcones volados</i>	Según art. 3.5
<i>Bibliotecas y sala de lecturas</i>	300
<i>Bibliotecas , archivo</i>	750
<i>Colegios aula</i>	200
<i>Colegios, talleres</i>	350
<i>Corredores públicos</i>	500
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
<i>Locales con asientos fijos</i>	300
<i>Locales sin asientos, tribunas, escaleras</i>	500
<i>Balcones volados</i>	Según art. 3.5

G. Calzadas y garajes	
<i>Sólo automóviles de turismo</i>	<i>400</i>
<i>Camiones</i>	<i>1000</i>

FUENTE: Hormigón Armado-Jiménez Montoya-7º Edición

4.3.3 CARGAS (CUBIERTAS TIPO CERCHAS)

Las cargas que se consideraron en el diseño de las cerchas son de dos tipos:

- Carga permanente ó Carga Muerta
 - Peso de la cubierta
 - Peso de las correas cabios y listones
 - Peso propio de la cercha ó armadura
- Carga No permanente o Carga Viva.
 - Cargas Accidentales ó Sobrecargas de uso
- Carga de Nieve u Granizo
- Carga de Viento

4.3.3.1 CARGAS PERMANENTES Ó MUERTA

4.3.3.1.1 PESO DE LA CUBIERTA

El peso del material de cubierta dependerá de la clase de material que se emplee para techar. Para los distintos tipos de cubiertas pueden adoptarse prácticamente los pesos de los materiales que se indican a continuación:

CUADRO N° 1.21 - PESO DEL MATERIAL DE LA CUBIERTA

MATERIAL	PESO (N/m²)	PESO (kgf/m²)
<i>Calamina</i>	<i>60 a 80</i>	<i>6.12 a 8.16</i>
<i>Fibrocemento</i>	<i>200</i>	<i>20,39</i>
<i>Teja de arcilla</i>	<i>500 a 1000</i>	<i>50.99 a 101.97</i>
<i>Pizarra</i>	<i>250</i>	<i>25,49</i>
<i>Fieltro asfáltico</i>	<i>100</i>	<i>10,20</i>
<i>Vidrio</i>	<i>150</i>	<i>15,30</i>

Fuente: Manual del Pacto Andino de Cartagena

4.3.3.1.2 PESO DE LAS CORREAS, CABIOS Y LISTONES

En función de las secciones elegidas y del peso específico del material que lo constituye (sea esta madera o acero) se determina el peso por unidad de longitud de las correas, cabios o listones

CUADRO N° 1.22 - PRINCIPALES MADERAS LATIFOLIADAS		
Especie	Peso específico [kg/m³]	
<i>Palo maría (Grupo "C")</i>	550	MADERAS BOLIVIANAS
<i>Yesquero (Grupo "C")</i>	570	
<i>Coquino (Grupo "B")</i>	620	
<i>Mururé (Grupo "B")</i>	620	
<i>Verdolago (Grupo "B")</i>	650	
<i>Almendrillo (Grupo "A")</i>	800	
<i>Curupá (Grupo "A")</i>	860	
<i>Fresno blanco</i>	480	
<i>Haya</i>	540	
<i>Abedul</i>	570	
<i>Cedro</i>	270	
<i>Cedro amarillo</i>	510	
<i>Pino oregón</i>	380	
<i>Nogal</i>	630	
<i>Roble rojo</i>	640	
<i>Roble blanco</i>	630	
<i>Álamo amarillo</i>	380	
<i>Olmo</i>	530	
<i>Blandas (Pino paraná, Pino Spruce)</i>	600	MADERA ARG.
<i>Semi duras (Petiribí, pinotea)</i>	900	
<i>Duras (Lapacho, Viranó, Incienso)</i>	1100	
<i>Muy duras (Quebracho colorado, curupay)</i>	1300	

FUENTE: MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO

4.3.3.1.3 PESO PROPIO DE LA CERCHA

El peso de la armadura no se conoce con exactitud hasta después de haberla calculado, puesto que depende evidentemente de las escuadrías de las piezas componentes. Con todo se introduce para un pre-dimensionamiento una cifra aproximada en base al peso de estructuras existentes o de acuerdo al resultado de la fórmula de H.S. Jacoby que se indica a continuación; una vez calculada la cercha, se debe comprobar y corregir si la diferencia es significativa ya que podría influir en la seguridad de la obra.

$$W = 24 SL + 12 SL^2$$

Donde:

W = Peso Total de la cercha en N.

S = Separación entre cerchas en metros.

L= Luz de la armadura en metros.

4.3.3.2 CARGAS NO PERMANENTES O VIVAS

4.3.3.2.1 CARGAS ACCIDENTALES Ó SOBRECARGAS DE USO

Las mismas estarán definidas se el **CUADRO N° 1.22 - SOBRECARGAS DE USO**, mostrado anteriormente:

4.3.3.2.2 CARGA DE NIEVE Ó GRANIZO

Esta carga solamente debe ser tomada en cuenta en estructuras ubicadas en las zonas sujetas a este fenómeno natural. Su magnitud depende del espesor de la nieve, de la inclinación de la cubierta y del estado higrométrico de la localidad, por tanto la cantidad de nieve que puede haber en un techo en determinado instante es muy variable.

CUADRO N° 1.23 - SOBRECARGA DE NIEVE SOBRE SUPERFICIE HORIZONTAL

<i>Altitud topográfica “h”</i>	<i>Sobrecarga de nieve [kg/m²]</i>
<i>0 m.s.n.m a 200 m.s.n.m</i>	<i>40</i>
<i>201 m.s.n.m a 400 m.s.n.m</i>	<i>50</i>
<i>401 m.s.n.m a 600 m.s.n.m</i>	<i>60</i>
<i>601 m.s.n.m a 800 m.s.n.m</i>	<i>80</i>
<i>801 m.s.n.m a 1000 m.s.n.m</i>	<i>100</i>
<i>1001 m.s.n.m a 1200 m.s.n.m</i>	<i>120</i>
<i>> a 1200 m.s.n.m</i>	<i>h:10</i>

FUENTE: Hormigón Armado-Jiménez Montoya-7° Edición

4.3.3.2.3 CARGA DE VIENTO

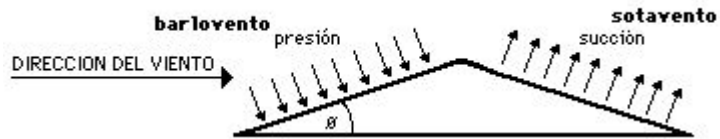
La presión del viento sobre la superficie inclinada de un techo depende de su velocidad y dirección, además de la orientación y pendiente del techo.

Varios estudios sobre modelos han demostrado que se presenta un efecto de succión en sotavento, es decir en la superficie contraria al viento y que en cubiertas con pendiente inferior a un ángulo θ de 30°, el viento en lugar de producir presión, produce succión en el lado del viento (barlovento).

El viento de velocidad v (m/s) produce una presión dinámica “ p ” (Kg/m²) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

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

GRÁFICO N° 1.19 – EFECTO DEL VIENTO EN CUBIERTAS



Fuente: Manual del pacto Andino

Los coeficientes eólicos, positivos para presión (barlovento) y negativos para succión (sotavento). Estos son función del ángulo de incidencia, para un ángulo de 90° grados:

La presión (o succión) del viento, perpendicular a la superficie del techo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = C q$$

Donde:

P = Presión del viento Real

C = Coeficiente que depende de la posición e inclinación del techo.

p = Presión en función de la velocidad del viento en N/m².

V = Velocidad del viento en km/hr

El valor de C (C₁ para barlovento ó C₂ para sotavento) se determina mediante el **CUADRO - VALORES DEL COEFICIENTE EÓLICO “C”** donde los valores negativos significan succión y para ángulos intermedios se puede interpolar linealmente:

CUADRO N° 1.24 - VALORES DEL COEFICIENTE EÓLICO “C”

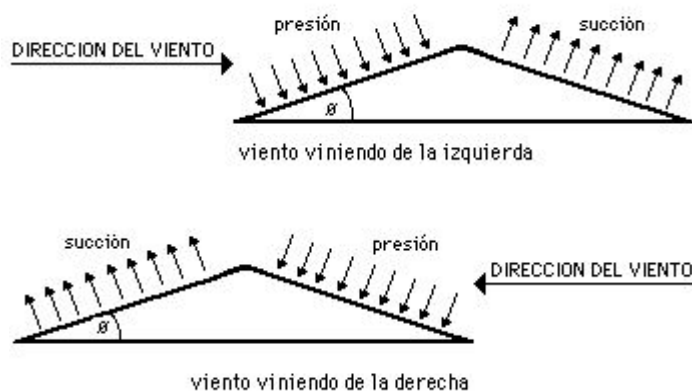
Ángulo de inclinación θ	C ₁	C ₂
0 grados	-0,5	-0,27
10 grados	-0,5	-0,27
20 grados	-0,5	-0,27
25 grados	-0,1	-0,27
30 grados	0,3	-0,27
35 grados	0,36	-0,27
40 grados	0,5	-0,27

50 grados	0,65	-0,27
60 grados	0,85	-0,27
70 grados	0,85	-0,27
90 grados	0,85	-0,27

Fuente: Hormigón Armado-Jiménez Montoya-7º Edición

Para la determinación de los esfuerzos ocasionados por el viento, se deben estudiar los estados de carga resultantes de considerar primeramente el viento atacando desde la izquierda y después del lado derecho.

GRÁFICO N° 1.20 - ESTADOS DE CARGA POR EL VIENTO EN CUBIERTAS



Fuente: Manual del pacto andino

Es importante también hacer notar que por efecto del viento se presenta una reacción horizontal en uno de los apoyos por la simplificación que se adopta en el cálculo al considerar un apoyo fijo y el otro móvil; en realidad una vez que se presenta este efecto lo que se debe hacer es distribuir la reacción horizontal en los dos apoyos de la cercha, comportándose cada apoyo como fijo y móvil a la vez, por esta razón en la práctica se materializan los apoyos con taladros ovalados en las planchas metálicas de unión con los soportes para permitir un cierto juego en la estructura.

4.3.4 PRE-DIMENSIONAMIENTO

Para empezar con el cálculo estructural, se requiere en primer lugar la geometría tentativa de cada uno de los componentes de que conforman las estructuras de soporte de la infraestructura (Losas, Vigas, columnas y otros), para lo cual se realizó un pre-dimensionamiento. El proceso de pre-dimensionamiento se puede observar en el **ANEXO IV**.

4.4 CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES E HIDRÁULICOS

El diseño estructural de la **CUBIERTA CON CERCHA DE MADERA**, fue elaborada con la ayuda de una hoja electrónica Excel, en la cual se detalló cada uno de los pasos de la secuencia del cálculo estructural, hasta obtener los esfuerzos transmitidos y la geometría de los elementos que componen la Cercha, y las cargas que transmite la Cercha a la Viga de encadenado donde estará apoyada. (VER ANEXO VI).

El cálculo del ancho de las Juntas de Dilatación, que se requiere en la infraestructura compuesta por elementos resistentes de Hormigón armado (Zapatas, Columnas, Vigas y Losas) se detalla en el ANEXO V.

El diseño estructural de las **ZAPATAS DE HORMIGÓN ARMADO**, fue elaborada mediante el paquete estructural CYPECAD 2008.1.c. Para la verificación del diseño de estos elementos se realizó el cálculo manual con la ayuda de una hoja electrónica Excel, en la cual se detalla cada uno de los pasos de la secuencia del cálculo estructural, verificándola geometría externa de las Zapatas y la armadura de refuerzo que requieren las mismas. Los elementos verificados fueron: **Zapatas Aisladas de Hormigón Armado y Zapatas Combinadas de Hormigón Armado** (VER ANEXO VIII).

El diseño estructural de las **COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO**, fue elaborada mediante el paquete estructural CYPECAD 2008.1.c. Para la verificación del diseño de estos elementos se realizó el cálculo manual con la ayuda de una hoja electrónica Excel, en la cual se detalló cada uno de los pasos de la secuencia del cálculo estructural, hasta obtener la armadura de refuerzo que requiere las **Columnas de Hormigón Armado**. (VER ANEXO IX).

El diseño estructural de las **VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO**, fue elaborada mediante el paquete estructural CYPECAD 2008.1.c. Para la verificación del diseño de estos elementos se realizó el cálculo manual con la ayuda de una hoja electrónica Excel, en la cual se detalló cada uno de los pasos de la secuencia del cálculo estructural, hasta obtener la armadura de refuerzo que requiere las **Vigas de Hormigón Armado**. (VER ANEXO X).

La memoria de Cálculo del DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS INSTALACIONES SANITARIAS, que compone DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE DOTACIÓN DE AGUA FRÍA Y DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, se adjunta en el **ANEXO XI**, en la misma se detalla el cálculo de los caudales de diseño y los diámetros requeridos para el flujo de agua potable y el flujo de las aguas residuales.

CAPÍTULO 5.

CONCLUSIÓN

5.1 CONCLUSIÓN.-

Finalizado el diseño estructural del “**Centro de Capacitación Técnica e internado San Andrés**”, las conclusiones que se obtuvieron son las que se mencionan a continuación:

- Es importante haber modulado los ambientes conjuntamente con el arquitecto, durante el **PROCESO DE DISEÑO ARQUITECTÓNICO**, para facilitar el desarrollo **DEL DISEÑO ESTRUCTURAL**.
- Debido a que la modulación de los ambientes que requiere de vigas mayores a 5 metros, el peralte de vigas necesario dentro del cálculo estructural es mayor o igual a 60 cm, por lo que fue necesario disponer de armadura de piel, incrementando con ello la cuantía de acero en las vigas de hormigón armado.
- Como alternativa de diseño estructural se optó por trabajar con losas alivianadas con semi-viguetas pretensadas y complemento perdido de plastroformo, para aligerar los entrepisos, logrando de esta forma reducir el peso propio transmitido a vigas, columnas y zapatas.
- Si bien la alternativa más adecuada para los entrepisos es el uso de losas alivianadas con semi-viguetas pretensadas, es necesario aclarar que entre las desventajas que se pudo evaluar de las mismas, al realizar el cálculo estructural, es que al tratarse de una losa unidireccional, las cargas se reparten directamente en dos apoyos, cargando con ello, mucho más a unas vigas que a otras, por lo tanto existen columnas que reciben mucho más esfuerzos que otras y a consecuencia de ello las zapatas tienen el mismo comportamiento.
- Dentro del diseño arquitectónico, un módulo requiere que algunas columnas se encuentren muy próximas entre sí, ello ocasiona que en el dimensionamiento de las zapatas, exista solape de las mismas, por lo tanto hubo necesidad de hacer uso de zapatas combinadas.
- Habiendo realizado las verificaciones manuales del diseño estructural de los elementos estructurales, se puede concluir que la geometría y disposición de armadura entre una verificación manual y el cálculo a través de un paquete computacional para el diseño de estructuras, como lo es el CYPECAD, no tendrá variaciones significativas si se realiza el cálculo siguiendo los lineamientos de la normativa elegida, para trabajar, y cuando se trabaja bajo metodologías parecidas u aproximadas entre el paquete estructural y la verificación manual.

- Cuando se inicia el cálculo Estructural de elementos de Hormigón armado en el paquete de estructural CYPECAD, es necesario y muy importante haber efectuado un buen pre-dimensionamiento de Vigas y columnas, dado que el paquete trabaja con las dimensiones que uno asigna a priori a estos elementos, y en caso de que estos estén sobre estimados, considerando que el paquete calcula el peso propio de la estructura de manera automática, se podría generar estructuras sobredimensionadas innecesariamente y hasta involuntariamente pues en la mayor parte el peso propio de la estructura te obliga a armar mucho más una viga o una columna.
- Una de las más grandes, falencias que se pudo percatar del cálculo estructural mediante el paquete estructural CYPECAD, es el dimensionamiento de las fundaciones, dado que las mismas son sobredimensionadas por el paquete de cálculo estructural, en gran medida y en función del número de plantas de la infraestructura, sin embargo es posible realizar el control de cada una de ellas y la corrección respectiva en caso necesario.
- Para la elaboración del PRESUPUESTO DE OBRA, se concluye que la filosofía bajo la cual se arma la misma es: “armar el presupuesto de obra desglosada en módulos, y disponiendo los ítems agrupados por rubros (obra gruesa, obra fina, instalaciones y otros), para que se pueda tener un control más organizado y de esta forma pueda ser fácilmente inidentificable si hay ausencia de un algún ítem o necesidad de implementar alguno”. Además, cumpliendo este orden y/o forma de organizar el presupuesto, es más fácil elaborar el cronograma de obra y en consecuencia, para el momento de ejecución de obra, mucho más fácil de identificar los frentes de trabajo, facilitando la organización de personal cuando se requiere realizar trabajos simultáneos de actividades de Obra.